

ERBAUINGENIEUR

ITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1960

12



Gußeiserne Tunnelringe

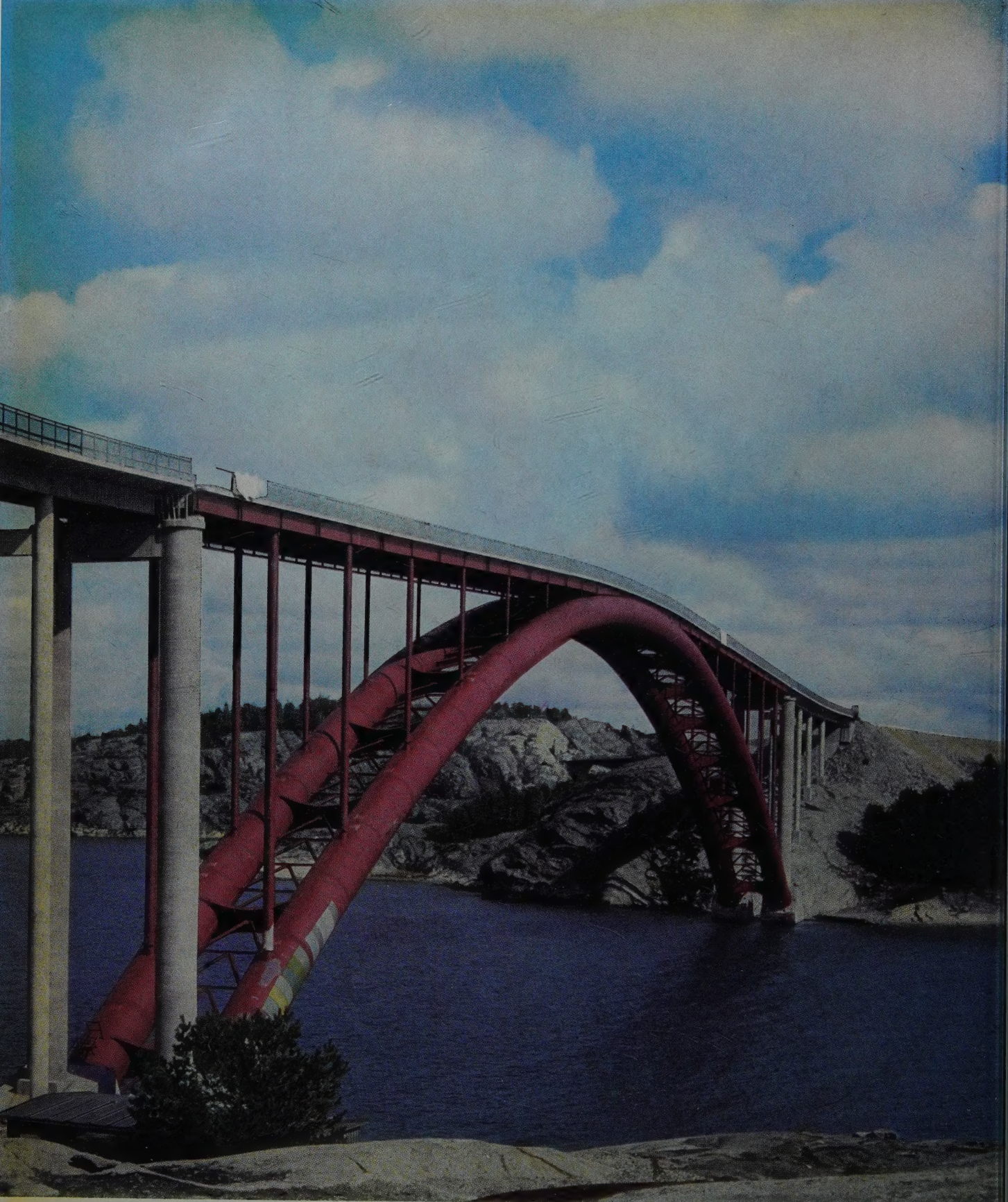


für unterirdische Verkehrssysteme:
Tunnel für U-Bahnen
Eisen- und Straßenbahnen
Autostraßen
Frisch- und Abwasserfortleitungen

Gußeiserne Tunnelringe sind:

schnell zu montieren
druckfest
wasserdicht
korrosionsfest
und praktisch unbegrenzt haltbar

RHEINSTAHL EISENWERKE GELSENKIRCHEN AG

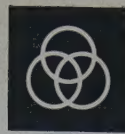


Bogenbrücke über den Askeröfjord, 278 m Stützweite

M·A·N

Die M.A.N. blickt auf 100 Jahre Erfahrung im Brückenbau zurück. Die Bogenbrücke über den Askeröfjord wurde nach unseren Ideen in Arbeitsgemeinschaft unter unserer technischen Führung erbaut.

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG

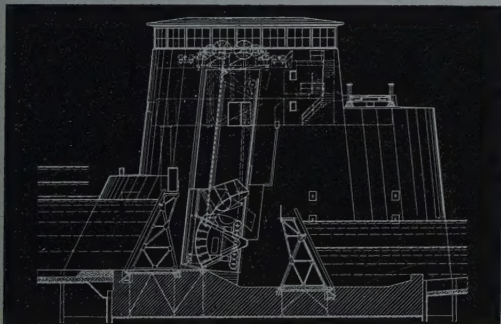


KRUPP



Wehranlage Langwedel

Dreigurtschütz mit Aufsatzklappe,
2 Öffnungen je 40,0 m l. W. und 6,6 m Stauhöhe,
1 Öffnung 30,0 m l.W. und 6,6 m Stauhöhe



Wir fertigen und liefern
Wehranlagen
Schleusenanlagen für Binnen- und
Seeschifffahrt
Schleusenumlaufverschlüsse
Sicherheitstore
Talsperrenausrüstungen
Stollen- und Turbineneinlaufverschlüsse
Docktore
Schiffshebewerke
Schiffsaufschleppen
Schwimmkräne
Sämtliche Stahlwasserbauten einschließlich
maschineller und elektrischer
Einrichtung
vollkommen betriebsfertig montiert

FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

Otto Graf

Die Eigenschaften des Betons

Versuchsergebnisse und Erfahrungen zur Herstellung und Beurteilung des Betons

Zweite, neubearbeitete Auflage

Von Prof. Dr.-Ing. WALTER ALBRECHT,

Abteilungsleiter in der Amtl. Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen, Otto-Graf-Institut,
an der Technischen Hochschule Stuttgart,und Baurat Dr.-Ing. HERMANN SCHÄFFLER,
Staatsbauschule Stuttgart

Mit 348 Abbildungen und 71 Tabellen. XII, 346 Seiten Gr.-8°. 1960. Ganzleinen DM 52,50

INHALTSÜBERSICHT

Die Entwicklung der Erkenntnisse über den Aufbau des Zementmörtels und des Betons · Eigenschaften der Zemente. Zusammenhang zwischen Prüfmörtel und Beton · Eigenschaften der Zuschlagstoffe · Anmachwasser · Aufbau von Mörtel und Beton, insbesondere im Hinblick auf die Druckfestigkeit · Entwurf von Mörtel- und Betonmischungen · Abmessen · Mischen · Fördern · Verdichten · Nachbehandlung · Sondernörtel und weitere Sonderbetone · Zusätze zu Mörtel und Beton · Weitere Einflüsse auf die Druckfestigkeit des Betons · Formänderungen des Betons bei Druckbelastung (Druckelastizität) · Biegezugfestigkeit des Betons · Zugfestigkeit des Betons · Formänderungen des Betons bei Biegebelastung und Zugbelastung · Drehungsfestigkeit des Betons · Scherfestigkeit des Betons · Haftfestigkeit von Mörtel und Beton · Abnutzwiderstand des Betons · Wasserdurchlässigkeit des Betons · Wasseraufnahme des Betons · Luftdurchlässigkeit des Betons · Schwinden und Quellen des Betons · Kriechen des Betons · Wärmedehnung von Mörtel und Beton · Wärmeleitfähigkeit des Betons · Widerstand des Mörtels und Betons gegen chemische Angriffe · Frostbeständigkeit des Betons · Leichtbeton · Beton aus Erdbau-
stoffen · Prüfung von Beton und seiner Ausgangsstoffe · Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Spannglied
12 Ø 12,2 mm
Spannkraft 108 t

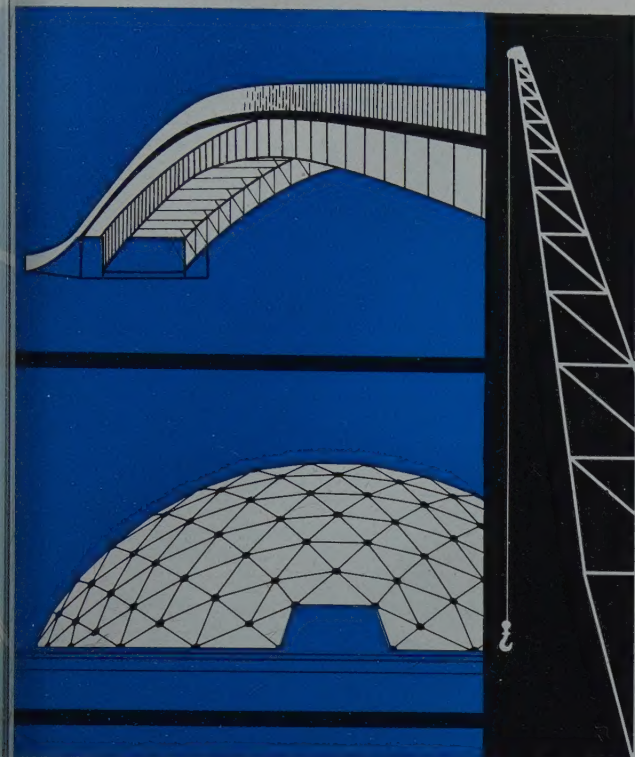
Ausführung von Spannarbeiten
für Bauunternehmungen



VORSPANN-TECHNIK G.M.B.H.

Ratingen bei Düsseldorf
Am Sandbach 5
Tel. 4457, FS 08582999

Zweigstelle München
Schwanthaler Straße 11
Tel. 555981, FS 052291



Alles über

ALUMINIUM

im Ingenieurbau

MERKBLÄTTER

- ☐ Werkstoff-eigenschaften
- ☐ Gestalten mit Aluminium-Profilen
- ☐ Zusammenbau mit anderen Werkstoffen
- ☐ Schweißverfahren
- ☐ Nieten von Aluminium

SONDERDRUCKE

- ☐ Gestaltungsmerkmale für Leichtmetall-Konstruktionen
- ☐ Berechnung von Durchbiegestäben im Leichtmetallbau
- ☐ Betrachtungen zum Bau von Aluminium-Brücken

Name _____

Beruf _____

Ort _____

Straße _____

Bitte ausschneiden und einsenden; Sie erhalten alle Auskünfte und Arbeitsunterlagen kostenlos.

Beratungs- und Informationsdienst der deutschen Leichtmetall-Industrie



ALUMINIUM-ZENTRALE ^E _V

Düsseldorf, Jägerhofstraße 29 - Zweigstelle Stuttgart, Königstraße 22

Olympia

vorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



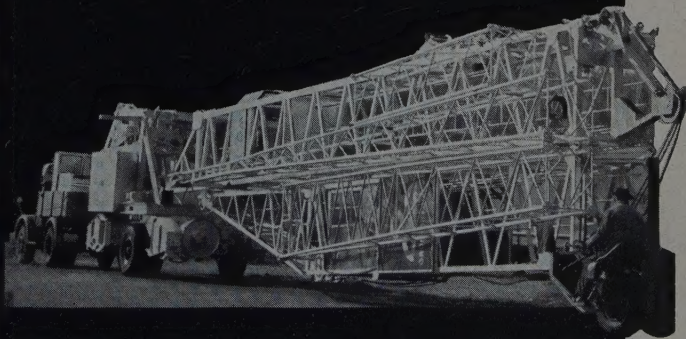
Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN

DER NEUE WOLFF KRAN

Transport
auf engstem Raum in
zusammengeklapptem
Zustand



JUL. WOLFF & CO GMBH
HEILBRONN/NECKAR

MENCK



PAULBARSCH

**Im schwersten Einsatz triumphiert der
MENCK-Bagger**

Inhaltsübersicht

	Seite
DK 624.072.32 : 624.023.671 : 624.023.62	
Dr.-Ing. P. Stein , Oberhausen-Sterkrade:	
Beitrag zur Berechnung des eingespannten Parabelbogens unter Querbelastung. Mit 12 Abbildungen	443
DK 534.1 : 624.042.3	
Prof. Dr.-Ing. E. Doeinck , Hannover:	
Die Beanspruchung von Mehrmassensystemen durch erzwungene Schwingungen. Mit 8 Abbildungen	452
DK 532.533 : 627.8 : 628.113.1	
Prof. Dr.-Ing. J. Frank , Erlangen:	
Die Wasserbewegung in stark geeigneten Sammelrinnen in Überläufen von Staubecken. Mit 4 Abbildungen ...	454
DK 627.8 : 621.311.21 : 621.221 : 626.80 (540)	
Prof. Dr.-Ing. P. Franke , München:	
Über den Wasserkraftausbau in Indien	
Mit 20 Abbildungen	460
DK 624.075.2 : 539.411.8	
Dr. Müller , berat. Ing. VDI, Berlin:	
Drillknicken und Biegedrillknicken bei mittig gedrückten Stäben aus gewalzten Regelprofilen	
Mit 4 Abbildungen	465
DK 624.072.23 : 624.04 : 539.414.012	
Dr. J. Hintzen , Dortmund:	
Die elektronische Berechnung des auf Torsion belasteten Durchlaufträgers auf starren und elastischen Stützen	
Mit 2 Abbildungen	467
DK 69.024.4 : 624.012.41 : 725.8 (714)	
Dr.-Ing. Hk. Bandel , New York:	
Die Betonkugelschale der Arena des „Centre Sportif du Parc Maisonneuve“ in Montreal (Kanada)	
Mit 2 Abbildungen	471

Kurze Technische Berichte

DK 69.024.3 : 69.024.15 : 699.8 (047.6)	
Das flache Dach. Mit 2 Abbildungen	472
DK 621.311.25 : 621.039.577 : 624.9.004.1 (426.7)	
Ernkraftwerk „Bradwell“. Mit 7 Abbildungen	474
DK 624.21.012.46 : 625.711.3 : 625.745.12 (684)	
Spannbetonbrücke über den Tugela in Natal, Südafrika	
Mit 3 Abbildungen	476
DK 691.88 : 621.882.2/.3 (047.6)	
Lochfeste Schrauben mit genocktem Schaft	
Mit 1 Abbildung	477
Wuchsberechnungen	477

verschiedenes: Hubert Hauthmann 65 Jahre, S. 479 —
 leg.-Baumeister Hans Jörgen 60 Jahre, S. 479 — Pro-
 fessor Federhofer 71, S. 479 — Dr.-Ing. E. h. Franz Kirch-
 off Ehrensenator, S. 480 — Zement-Tagung 1960,
 S. 480 — 100 Jahre Verein Deutscher Eisenhüttenleute,
 S. 480 — Internationales RILEM-Symposium in Prag
 1961, S. 480 — DIN, S. 481 — Zuschriften und Erwide-
 rung zum Beitrag R. Rosmann, S. 481

1. Parabelbogen unter Querbelastung

Oberhausen-Sterkrade

weist, liegt der zweite elastische Schwerpunkt in dem Punkt $P \left(x = 0, y = 0; z = \frac{2}{3} \cdot f \right)$.

3. System und Bezeichnungen

In Anlehnung an das Koordinatensystem, das im allgemeinen der Berechnung des ebenen symmetrischen Parabelbogens zugrunde gelegt wird, findet im folgenden aus Abb. 3 ersichtliche System Verwendung.

In Tabelle 1 sind häufig gebrauchte Systemwerte zusammengestellt.

Tabelle 1.

Gleichung der Mittellinie:

$$z = \xi \{ 1 - \xi^2 \} \quad (-1) \leq \xi \leq (+1),$$

$$x = \frac{l}{2} \xi = \frac{l}{2a} t; \quad dx = \frac{l}{2} d\xi = \frac{l}{2a} dt;$$

$$a \xi = t; \quad a \xi_0 = t_0; \quad a = \frac{4f}{l},$$

$$\frac{dz}{dx} = \operatorname{tg} \varphi = -a \xi = -t; \quad dz = -\frac{l}{2a} t dt,$$

$$ds = r d\varphi = -\frac{l}{2a} \cdot \frac{1}{\cos^3 \varphi} d\varphi = \frac{dx}{\cos \varphi} = \frac{dz}{\sin \varphi} =$$

$$= \frac{l}{2} \sqrt{1 + a^2 \xi^2} d\xi = \frac{l}{2a} \sqrt{1 + t^2} dt,$$

$$\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + a^2 \xi^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + t^2}};$$

$$\sin \varphi = \frac{-a \xi}{\sqrt{1 + a^2 \xi^2}} = -\frac{t}{\sqrt{1 + t^2}};$$

Krümmung:

$$\kappa = \frac{1}{r} = -\frac{2a}{l} \cdot \frac{1}{(1 + t^2)^{3/2}} = -\frac{2a}{l} \cos^3 \varphi;$$

Bogenlänge:

$$\Delta s(t > t_0) = \frac{l}{4a} \cdot$$

$$\left\{ t \sqrt{1 + t^2} - t_0 \sqrt{1 + t_0^2} + \ln \frac{t + \sqrt{1 + t^2}}{t_0 + \sqrt{1 + t_0^2}} \right\}$$

Aus Abb. 4a ist zu ersehen, daß die Hauptträgheitsachsen mit den Achsen des begleitenden Dreieins zusammenfallen sollen. Die positiven Wirkungsrichtungen

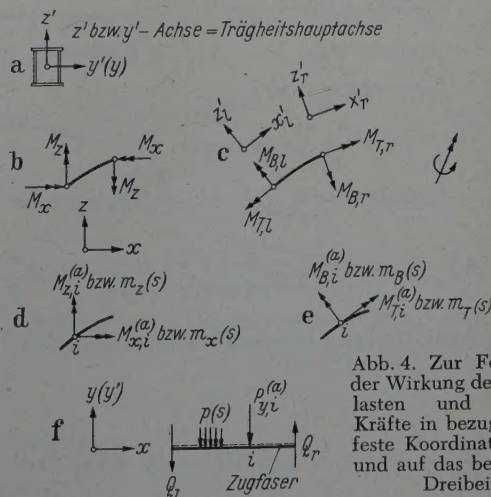


Abb. 4. Zur Festlegung der Wirkung der Schnittlasten und äußeren Kräfte in Bezug auf das feste Koordinatensystem und auf das begleitende Dreiein.

er Schnittmomente sind aus Abb. 4b (festes Dreiein) bzw. Abb. 4c (begleitendes Dreiein) zu entnehmen. Abb. 4d u. e zeigen die Angriffsrichtung der äußeren Mo-

mente. Schließlich ist aus Abb. 4f die Wirkungsrichtung der Querkraft Q bzw. der äußeren Lasten $P_y^{(a)}$ und $p(s)$ zu ersehen.

Weiterhin werden mit E bzw. G der Elastizitäts- bzw. der Schubmodul, mit $I_z(x)$ das Trägheitsmoment um die z -Achse und mit $I_T(x)$ das Torsionsflächenmoment bezogen auf die x -Achse bezeichnet.

4. Ableitung der Gleichgewichtsbedingungen

Die Gleichgewichtsbedingungen werden zweckmäßig nicht für das begleitende Dreiein ($x', y = y', z'$) aufgestellt, sondern auf das Dreiein fester Richtung (x, y, z). An Hand der Abb. 5 können die 3 Gleichgewichtsbedingungen an-

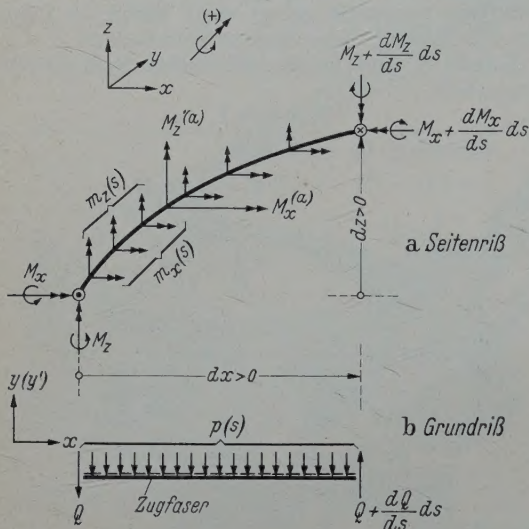


Abb. 5. Zur Ableitung der Gleichgewichtsbedingungen.

gegeben werden (Größen 2. und höherer Ordnung werden fortgelassen):

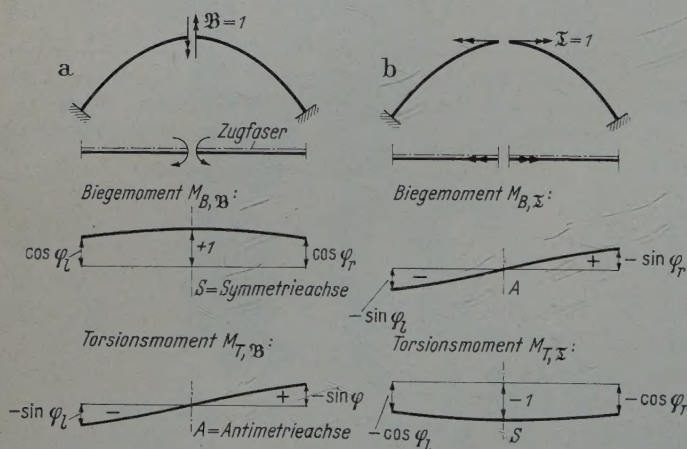
$$1. \sum P_y = 0: \frac{dQ}{ds} = p(s), \quad (1)$$

$$2. \sum M_x = 0: -Q dz - \frac{dM_x}{ds} ds + m_x(s) ds + M_x^{(a)} = 0, \quad (2)$$

$$3. \sum M_z = 0: +Q dx - \frac{dM_z}{ds} ds + m_z(s) ds + M_z^{(a)} = 0. \quad (3)$$

Einheitszustand $\mathfrak{B}=1$

Einheitszustand $\mathfrak{I}=1$



Aus Gleichung (1) kann für eine gegebene Belastung direkt Q berechnet werden ($\xi_2 < \xi_1$):

$$Q(\xi) = \int_s p(s) ds = \frac{l}{2} \int_{\xi_1}^{\xi_2} p(\xi) \frac{d\xi}{\cos \varphi} + \left(\sum_i P_{y,i}^{(a)} \right)^* \quad (4)$$

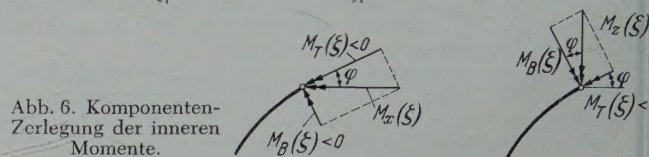
* In den Angriffspunkten i von Einzelkräften, k bzw. m von Einzelmomenten sind diese hinzuzufügen.

Die Gl. (2) liefert mit $dz = ds \sin \varphi$:

$$M_x(\xi) = \frac{l}{2} \int_{\xi_1}^{\xi_2} m_x(\xi) \frac{d\xi}{\cos \varphi} + a \frac{l}{2} \int_{\xi_1}^{\xi_2} Q(\xi) \xi d\xi + \left(\sum_k M_{x,k}^{(a)} \right)^*$$

Endlich erhält man aus Gl. (3) mit $dx = ds \cos \varphi$:

$$M_z(\xi) = \frac{l}{2} \int_{\xi_1}^{\xi_2} m_z(\xi) \frac{d\xi}{\cos \varphi} + \frac{l}{2} \int_{\xi_1}^{\xi_2} Q(\xi) d\xi + \left(\sum_m M_{z,m}^{(a)} \right)^*$$



Die Schnittlasten M_B bzw. M_T , die auf das begleitende Dreiein bezogen sind, folgen aus den Gl. (5) und Gl. (6) an Hand der Beziehungen (Abb. 6):

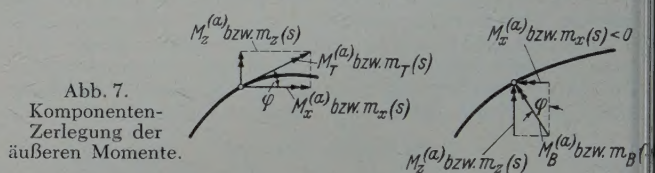
$$M_B(\xi) = -M_x(\xi) \sin \varphi + M_z(\xi) \cos \varphi, \quad (7)$$

$$M_T(\xi) = -M_x(\xi) \cos \varphi - M_z(\xi) \sin \varphi. \quad (7)$$

Sind statt der äußeren Momente $M_z^{(a)} [m_z(s)]$ bzw. $M_x^{(a)} [m_x(s)]$ die Momente $M_B^{(a)} [m_B(s)]$ bzw. $M_T^{(a)} [m_T(s)]$ gegeben, sind in die Gl. (5) bzw. (6) nachstehende Werte einzusetzen (Abb. 7):

$$M_x^{(a)} = -M_B^{(a)} \sin \varphi + M_T^{(a)} \cos \varphi, \quad (8)$$

$$M_z^{(a)} = +M_B^{(a)} \cos \varphi + M_T^{(a)} \sin \varphi. \quad (8)$$



5. Zustandslinien infolge der verschiedenen Lastzustände

a) Einheitszustände am statisch bestimmten System

Es ergeben sich folgende Schnittlasten:

Einheitszustand $\mathfrak{B}=1$

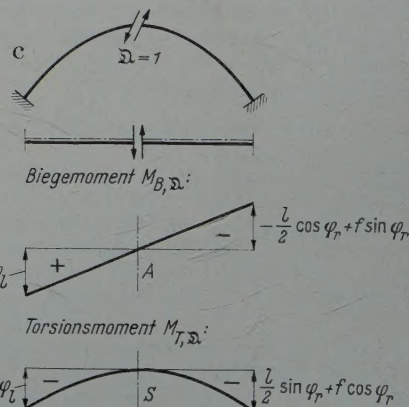


Abb. 8. Einheitszustände der Überzähligen am statisch bestimmten Hauptsystem — Zustandslinien.

Einheitszustand $\mathfrak{B}=1$ (Abb. 8a):

$$M_{B,\mathfrak{B}} = \cos \varphi, \quad M_{T,\mathfrak{B}} = -\sin \varphi, \quad Q_{\mathfrak{B}} = 0, \quad (9a)$$

* Alle äußeren Lasten sollen unmittelbar in der Systemmittellinie angreifen.

Einheitszustand $\mathfrak{T}=1$ (Abb. 8b):

$$M_{B,\mathfrak{T}} = -\sin \varphi, \quad M_{T,\mathfrak{T}} = -\cos \varphi, \quad Q_{\mathfrak{T}} = 0, \quad (10a, b)$$

Einheitszustand $\mathfrak{Q}=1$ (Abb. 8c):

$$M_{B,\mathfrak{Q}} = \frac{l}{2a} \left\{ \frac{t^2}{2} \sin \varphi(t) - t \cos \varphi(t) \right\}, \quad (11a)$$

$$M_{T,\mathfrak{Q}} = \frac{l}{2a} \left\{ \frac{t^2}{2} \cos \varphi(t) + t \sin \varphi(t) \right\}, \quad (11b)$$

$$Q_{\mathfrak{Q}} = -1. \quad (11c)$$

b) Symmetrische Lastzustände am statisch bestimmten System

Die Schnittlasten lauten:

1. Momentenangriff $M_z^{(a)}$ (Abb. 9a):

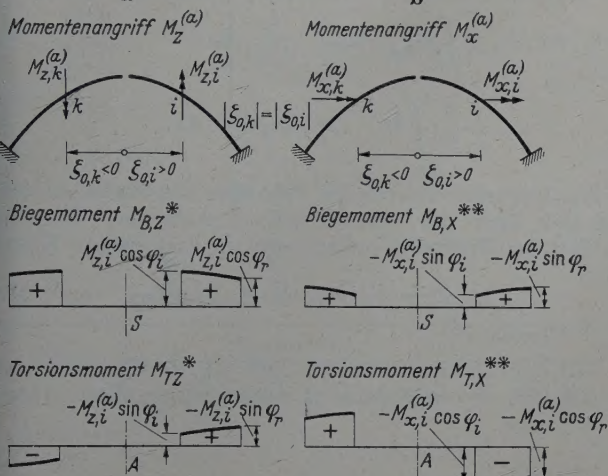
$$M_{B,Z} = \begin{cases} M_{z,i}^{(a)} \cos \varphi & \text{für } \xi_{0,i} \leq \xi \leq 1 \\ M_{z,k}^{(a)} \cos \varphi & \text{für } \xi_{0,k} \leq \xi \leq -1 \end{cases}, \quad (12a)$$

$$M_{T,Z} = \begin{cases} -M_{z,i}^{(a)} \sin \varphi & \text{für } \xi_{0,i} \leq \xi \leq 1 \\ -M_{z,k}^{(a)} \sin \varphi & \text{für } \xi_{0,k} \leq \xi \leq -1 \end{cases}, \quad (12b)$$

$$Q_Z = 0.$$

a

b



*,** Aus setztechnischen Gründen wird für $M_z^{(a)}$ der Index Z und für $M_x^{(a)}$ der Index X verwandt.

Abb. 9. Angriff von äußeren Momenten am Hauptsystem — Zustandslinien.

2. Momentenangriff $M_x^{(a)}$ (Abb. 9b):

$$M_{B,X} = \begin{cases} -M_{x,i}^{(a)} \sin \varphi & \text{für } \xi_{0,i} \leq \xi \leq 1 \\ +M_{x,k}^{(a)} \sin \varphi & \text{für } \xi_{0,k} \leq \xi \leq -1 \end{cases}, \quad (13a)$$

$$M_{T,X} = \begin{cases} -M_{x,i}^{(a)} \cos \varphi & \text{für } \xi_{0,i} \leq \xi \leq 1 \\ +M_{x,k}^{(a)} \cos \varphi & \text{für } \xi_{0,k} \leq \xi \leq -1 \end{cases}, \quad (13b)$$

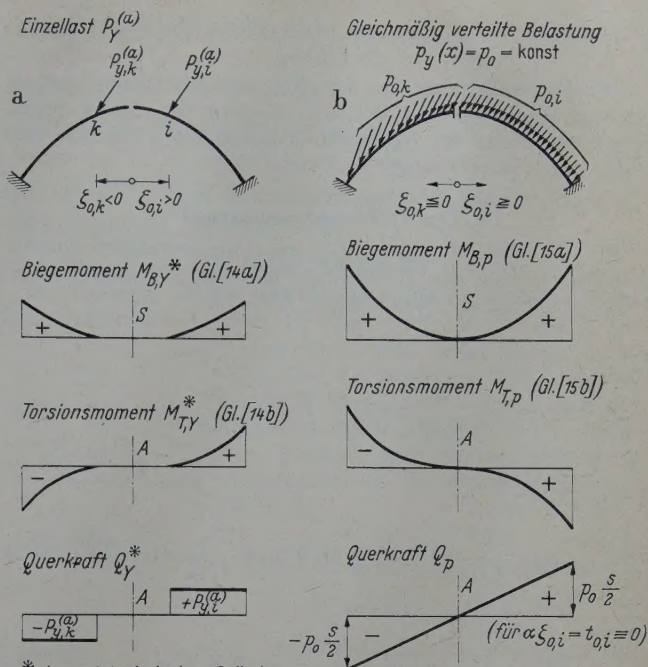
$$Q_X = 0.$$

3. Einzellasten $P_y^{(a)}$ (Abb. 10):

$$M_{B,Y} = \begin{cases} +P_{y,i}^{(a)} \frac{l}{2a} \left\{ (t-t_{0,i}) \cos \varphi - \frac{1}{2} (t^2 - t_{0,i}^2) \sin \varphi \right\} & \text{für } t_{0,i} \leq t \leq a, \\ -P_{y,k}^{(a)} \frac{l}{2a} \left\{ (t-t_{0,k}) \cos \varphi - \frac{1}{2} (t^2 - t_{0,k}^2) \sin \varphi \right\} & \text{für } t_{0,k} \leq t \leq -a, \end{cases} \quad (14a)$$

$$M_{T,Y} = \begin{cases} -P_{y,i}^{(a)} \frac{l}{2a} \left\{ (t-t_{0,i}) \sin \varphi + \frac{1}{2} (t^2 - t_{0,i}^2) \cos \varphi \right\} & \text{für } t_{0,i} \leq t \leq a, \\ +P_{y,k}^{(a)} \frac{l}{2a} \left\{ (t-t_{0,k}) \sin \varphi + \frac{1}{2} (t^2 - t_{0,k}^2) \cos \varphi \right\} & \text{für } t_{0,k} \leq t \leq -a, \end{cases} \quad (14b)$$

$$Q_Y = \begin{cases} +P_{y,i}^{(a)} & \text{für } t_{0,i} \leq t \leq a, \\ -P_{y,k}^{(a)} & \text{für } t_{0,k} \leq t \leq -a, \end{cases} \quad (14c)$$



* Aus setztechnischen Gründen wird für P_y der Index Y verwandt.

Abb. 10. Angriff von äußeren Kräften am Hauptsystem — Zustandslinien.

4. Gleichmäßig verteilte Belastung $p_y(x) = p_0 = \text{konst.}$ (Abb. 10b):

$$M_{B,p} = p_0 \frac{l^2}{8a^2} \left[\frac{1}{3} \left\{ (t^2 - 2) \sqrt{1+t^2} + (2t_0^2 - 3t_0 t + 2) \sqrt{1+t_0^2} + 3t \ln \frac{t + \sqrt{1+t^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right\} \cos \varphi - \frac{1}{8} \left\{ (2t^3 - t) \sqrt{1+t^2} + (2t_0^3 - 4t_0 t^2 + t_0) \sqrt{1+t_0^2} + (1+4t^2) \ln \frac{t + \sqrt{1+t^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right\} \sin \varphi \right]$$

$$t_{0,r} \leq t \leq a: t_0 = t_{0,r} > 0 \quad \varphi < 0, \quad (15a)$$

$$t_{0,l} \geq t \geq -a: t_0 = t_{0,l} < 0 \quad \varphi > 0,$$

$$M_{T,p} = -p_0 \frac{l^2}{8a^2} \left[\frac{1}{3} \left\{ (t^2 - 2) \sqrt{1+t^2} + (2t_0^2 - 3t_0 t + 2) \sqrt{1+t_0^2} + 3t \ln \frac{t + \sqrt{1+t^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right\} \sin \varphi + \frac{1}{8} \left\{ (2t^3 - t) \sqrt{1+t^2} + (2t_0^3 - 4t_0 t^2 + t_0) \sqrt{1+t_0^2} + (1+4t^2) \ln \frac{t + \sqrt{1+t^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right\} \cos \varphi \right]$$

$$t_{0,r} \leq t \leq a: t_0 = t_{0,r} \geq 0 \quad \varphi \leq 0, \quad (15b)$$

$$t_{0,l} \geq t \geq -a: t_0 = t_{0,l} \leq 0 \quad \varphi \geq 0,$$

$$Q_p = p_0 \frac{l}{4a} \left[t \sqrt{1+t^2} - t_0 \sqrt{1+t_0^2} + \ln \frac{t + \sqrt{1+t^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right] \quad (15c)$$

$$t_{0,r} \leq t \leq a: t_0 = t_{0,r} \geq 0 \quad \varphi \leq 0, \quad (15d)$$

$$t_{0,l} \geq t \geq -a: t_0 = t_{0,l} \leq 0 \quad \varphi \geq 0.$$

c) Antimetrische Lastzustände am statisch bestimmten System

Die Zustandslinien für die antimetrischen Lastzustände folgen sofort aus denen der symmetrischen Lastzustände, indem man

$$M_{z,k}^{(a)} \parallel -M_{z,k}^{(a)} \quad M_{x,k}^{(a)} \parallel -M_{x,k}^{(a)}$$

usw. ersetzt.

Die Symmetrieachsen werden zu Antimetrieachsen und umgekehrt.

Auf eine Zusammenstellung der Formeln und auf eine Darstellung der Zustandslinien wird daher verzichtet, und es kann auf den Abschnitt 5b verwiesen werden.

d) Zustandslinien am statisch unbestimmten System

Die Zustandslinien der Schnittlasten am Gesamtsystem ergeben sich nach den üblichen Regeln der Statik unter Verwendung der im Abschnitt 7 berechneten statisch unbestimmten Schnittlasten $\mathfrak{B}$, $\mathfrak{T}$ und $\mathfrak{Q}$.

6. Der Deformationszustand

Für die Darstellung des Deformationszustandes werden zunächst wieder die Drehungen auf das Dreiein fester Richtung bezogen. Man erhält (Abb. 11):

$$E I_C \psi_x(t) = \frac{l}{2a} \cdot \left[\int_{(t)} M_B(t) \operatorname{tg} \varphi \frac{I_C}{I_z(t)} dt + \frac{E}{G} \int_{(t)} M_T(t) \frac{I_C}{I_T(t)} dt + C_1 \right]^* \quad (16a)$$

$$E I_C \psi_z(t) = \frac{l}{2a} \cdot \left[- \int_{(t)} M_B(t) \frac{I_C}{I_z(t)} dt + \frac{E}{G} \int_{(t)} M_T(t) \operatorname{tg} \varphi \frac{I_C}{I_T(t)} dt + C_2 \right]^* \quad (16b)$$

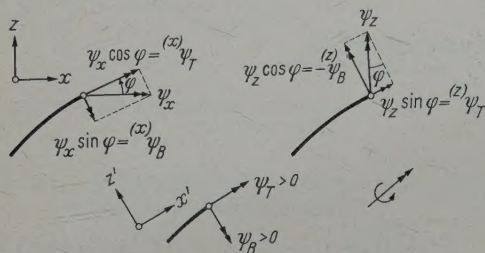


Abb. 11. Komponentenzersetzung von Drehung und Verdrehung.

Die Drehung ψ_B bzw. die Verdrehung ψ_T ergibt sich aus den Beziehungen (Abb. 11):

$$\psi_B(t) = +\psi_x(t) \sin \varphi - \psi_z(t) \cos \varphi = {}^{(x)}\psi_B(t) + {}^{(z)}\psi_B(t), \quad (17a)$$

$$\psi_T(t) = +\psi_x(t) \cos \varphi + \psi_z(t) \sin \varphi = {}^{(x)}\psi_T(t) + {}^{(z)}\psi_T(t). \quad (17b)$$

Für die Durchbiegung (positiv in Richtung der y -Achse) folgt aus der Beziehung

$$dw_y = +\psi_z dx - \psi_x dz \quad (18)$$

mit Gl. (16a) und (16b):

$$E I_C w_y(t) = \left(\frac{l}{2a} \right)^2 \cdot$$

$$\begin{aligned} & \left[\frac{E}{G} \left\{ \int_{(t)} \int_{(t)} M_T(t) \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{I_C}{I_T(t)} \cdot dt dt - \int_{(t)} \operatorname{tg} \varphi \int_{(t)} M_T \cdot \frac{I_C}{I_T(t)} \cdot dt dt - \int_{(t)} \int_{(t)} M_B(t) \cdot \frac{I_C}{I_z(t)} \cdot dt dt - \right. \right. \\ & \left. \left. - \int_{(t)} \operatorname{tg} \varphi \int_{(t)} M_B(t) \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{I_C}{I_T(t)} \cdot dt dt + C_1 \int_{(t)} dt + \right. \right. \\ & \left. \left. + C_2 \int_{(t)} \operatorname{tg} \varphi dt + C_3 \right] \cdot \quad (19) \end{aligned}$$

Die Konstanten C_1 , C_2 und C_3 dienen zur Erfüllung der Randbedingungen.

* Im folgenden wird vorausgesetzt, daß E und G konstant sind.

7. Entwicklung der Vorzahlen, symmetrische und antisymmetrische Matrix, β -Matrix

a) Allgemeiner Teil

Die Vorzahlen der Matrix werden mit Hilfe der virtuellen Arbeit nach den üblichen Regeln der Statik gewonnen. Alle Vorzahlen werden auf die Vergleichssteifigkeit $E I_C$ bezogen. Für den Verlauf des Trägheitsmomentes $I_z(x)$ bzw. des Torsionsflächenmomentes $I_T(x)$ werden jeweils 3 Gesetze gewählt:

- 1) $I_z(x)$: a) $I_z(x) = I_{z,0} = \text{konst.}$, b) $I_z(x) = \frac{I_{z,s}}{\cos \varphi}$, c) $I_z(x) = I_{z,s} \cdot \cos \varphi$;
- 2) $I_T(x)$: a) $I_T(x) = I_{T,0} = \text{konst.}$, b) $I_T(x) = \frac{I_{T,s}}{\cos \varphi}$, c) $I_T(x) = I_{T,s} \cdot \cos \varphi$.

$I_{z,s}$ bzw. $I_{T,s}$ sind das Trägheitsmoment bzw. das Torsionsflächenmoment des Scheitels.

An Hand der gegebenen Tafeln sind somit 9 Kombinationen möglich, da sich sämtliche Vorzahlen bei Vernachlässigung der Querkraft aus jeweils 2 Anteilen — Biegeanteil plus Torsionsanteil — darstellen lassen:

$$E I_C \delta_{ik} = \int_{(s)} M_{B,i} \cdot M_{B,k} \cdot \frac{I_C}{I_z(x)} ds + \frac{E}{G} \int_{(s)} M_{T,i} \cdot M_{T,k} \cdot \frac{I_C}{I_T(x)} \cdot ds. \quad (20)$$

Die Integrationen werden teils über die Veränderliche s und teils über die Veränderliche t vollzogen. Die Darstellung der Endwerte erfolgt stets in kartesischen Koordinaten.

b) Symmetrische Belastung

1. Vorzahl $\delta_{\mathfrak{B}\mathfrak{B}}^S$

Mit den Momentenwerten nach Gl. (9a,b) ergeben sich aus Gl. (20) die in Tabelle 2 zusammengestellten Anteile

Tabelle 2.

$E I_C \cdot \delta_{\mathfrak{B}\mathfrak{B}} =$		
$I(x)$	Biegeanteil	Torsionsanteil
$I_{z,0} = \text{konst.}$	$\frac{I_C}{I_{z,0}} \cdot \frac{l}{a} \ln(a + \sqrt{1+a^2})$	$\frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \frac{l}{2a} [a \sqrt{1+a^2} - \ln(a + \sqrt{1+a^2})]$
$I_z(x) = \frac{I_{z,s}}{\cos \varphi}$	$\frac{I_C}{I_{z,s}} \cdot \frac{l}{a} \operatorname{arc} \operatorname{tg} a$	$\frac{E I_C}{G I_{T,s}} \cdot \frac{l}{a} [a - \operatorname{arc} \operatorname{tg} a]$
$I_T(x) = \frac{I_{T,s}}{\cos \varphi}$	$\frac{I_C}{I_{z,s}} \cdot l$	$\frac{E I_C}{G I_{T,s}} \cdot \frac{l}{3} \cdot a^2$
$I_z(x) = I_{z,s} \cdot \cos \varphi$		
$I_T(x) = I_{T,s} \cdot \cos \varphi$		

Für die Grenzfälle $a = 4f/l \Rightarrow 0$ bzw. $a \Rightarrow \infty$ ergeben sich bei dieser Vorzahl und bei den folgenden Vorzahlen bzw. Belastungsgliedern die jeweiligen Werte des geraden Stabes.

2. β -Wert und Unbekannte $\mathfrak{B}$.

Der β -Wert ist durch die Beziehung

$$\beta_{\mathfrak{B}\mathfrak{B}} = - \frac{1}{\delta_{\mathfrak{B}\mathfrak{B}}} \quad (21)$$

gegeben. Das Biegemoment im Scheitel, die einzige Unbekannte bei symmetrischer Belastung, lautet

$$\mathfrak{B} = \beta_{\mathfrak{B}\mathfrak{B}} \cdot \delta_{\mathfrak{B}\mathfrak{B}}^S. \quad (22)$$

$\delta_{\mathfrak{B}\mathfrak{B}}^S$ stellt das Belastungsglied infolge symmetrischer Belastung dar (Abschnitt 8a).

c) Antimetrische Belastung

1. Vorzeichen $\delta_{\Sigma\Sigma}$, $\delta_{\Delta\Delta}$ und $\delta_{\Delta\Sigma}$

Unter Verwendung der Gl. (10a,b) und (11a,b) ergeben sich die in den Tabellen 3, 4 und 5 zusammengestellten Werte.

2. β_{ik} -Werte und die Unbekannten Σ und Δ

Die unbekannten Schnittlasten Σ und Δ bei antisymmetrischer Belastung lauten

$$\Sigma = \beta_{\Sigma\Sigma} \cdot \delta_{\Sigma\Sigma}^A + \beta_{\Sigma\Delta} \cdot \delta_{\Delta\Delta}^A, \quad (23a)$$

$$\Delta = \beta_{\Delta\Sigma} \cdot \delta_{\Sigma\Sigma}^A + \beta_{\Delta\Delta} \cdot \delta_{\Delta\Delta}^A. \quad (23b)$$

Tabelle 3.

$$E I_C \cdot \delta_{\Sigma\Sigma} = \begin{array}{c} \xrightarrow{\Sigma=1} \\ \times \\ \xrightarrow{\Sigma=1} \end{array}$$

$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$\left. \begin{array}{l} Z_{,0} \\ T_{,0} \end{array} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \frac{l}{2a} [a \sqrt{1+a^2} - \ln(a + \sqrt{1+a^2})]$	$\frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \frac{l}{a} \ln(a + \sqrt{1+a^2})$
$Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi}$ $T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi}$	$\frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \frac{l}{a} [a - \arctg a]$	$\frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \frac{l}{a} \arctg a$
$Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi$ $T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi$	$\frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \frac{l}{3} \cdot a^2$	$\frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot l$

Tabelle 4.

$$E I_C \cdot \delta_{\Delta\Delta} = \begin{array}{c} \xrightarrow{\Delta=1} \\ \times \\ \xrightarrow{\Delta=1} \end{array}$$

$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$\left. \begin{array}{l} Z_{,0} \\ T_{,0} \end{array} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{1}{768} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 [39a + 38a^3 + 8a^5] \cdot \sqrt{1+a^2} - 39 \ln(a + \sqrt{1+a^2})]$	$\frac{1}{128} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 [-3a + 2a^3] \cdot \sqrt{1+a^2} + 3 \ln(a + \sqrt{1+a^2})]$
$Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi}$ $T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi}$	$\frac{1}{80} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 [5a + 5a^3 + a^5 - 5 \arctg a]$	$\frac{1}{48} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 [-3a + a^3 + 3 \arctg a]$
$Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi$ $T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi$	$\frac{l^3}{1680} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot [140 + 84a^2 + 15a^4]$	$\frac{l^3}{80} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot a^2$

Tabelle 5.

$$E I_C \cdot \delta_{\Sigma\Delta} = \begin{array}{c} \xrightarrow{\Sigma=1} \\ \times \\ \xrightarrow{\Delta=1} \end{array}$$

$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$\left. \begin{array}{l} Z_{,0} \\ T_{,0} \end{array} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{1}{32} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2 [-5a + 2a^3] \cdot \sqrt{1+a^2} + 5 \ln(a + \sqrt{1+a^2})]$	$\frac{1}{8} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2 [a \sqrt{1+a^2} - \ln(a + \sqrt{1+a^2})]$
$Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi}$ $T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi}$	$\frac{1}{12} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2 [-3a - a^3 + 3 \arctg a]$	$\frac{1}{4} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2 [a - \arctg a]$
$Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi$ $T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi$	$-\frac{l^2}{60} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} [a(10 + 3a^2)]$	$\frac{l^2}{12} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot a$

Für die β_{ik} -Werte bestehen die Beziehungen

$$\beta_{\Sigma\Sigma} = -\frac{\delta_{\Delta\Delta}}{N}; \quad \beta_{\Sigma\Delta} = +\frac{\delta_{\Sigma\Delta}}{N}; \quad \beta_{\Delta\Delta} = -\frac{\delta_{\Sigma\Sigma}}{N}, \quad (24a, b, c)$$

wobei N die Nennerdeterminante ist. Sie ergibt sich zu

$$N = \delta_{\Sigma\Sigma}^A \cdot \delta_{\Delta\Delta}^A - \delta_{\Sigma\Delta}^2. \quad (25)$$

$\delta_{\Sigma,\Sigma}^A$ und $\delta_{\Delta,\Sigma}^A$ sind die Belastungsglieder infolge antisymmetrischer Belastung (Abschnitt 8b).

8. Belastungsglieder

In analoger Weise wie die Vorzeichen werden die Belastungsglieder $\delta_{i\Sigma}$ aus Gl. (20) unter Verwendung der Momentenwerte nach Abschnitt 5a, 5b, und 5c bestimmt. Die einzelnen Verformungsanteile werden für jeden Belastungsfall in verschiedenen Tabellen getrennt nach symmetrischer bzw. antisymmetrischer Belastung zusammengestellt.

a) Symmetrische Belastung

1. Momentenangriff $M_z^{(a)}$

Die einzelnen Anteile von $\delta_{\Sigma,z}^S$ sind aus Tabelle 6 zu entnehmen.

2. Momentenangriff $M_x^{(a)}$

In diesem Fall findet die Tabelle 7 Verwendung.

3. Einzelkräfte P_y

Die Zusammenstellung erfolgt für diesen Belastungsfall in Tabelle 8.

b) Antimetrische Belastung

1. Momentenangriff $M_z^{(a)}$

$\delta_{\Sigma,z}^{(A)}$ folgt wegen der Gültigkeit des Maxwellschen Satzes aus Tabelle 7.

$\delta_{\Delta,z}$ kann aus Tabelle 9 entnommen werden.

2. Momentenangriff $M_x^{(a)}$

Eine Übersicht über $\delta_{\Sigma,x}^{(A)}$ bzw. $\delta_{\Delta,x}^{(A)}$ erhält man aus Tabelle 10a bzw. 10b.

3. Einzelkräfte P_y

$\delta_{\Sigma,P_y}^{(A)}$ bzw. $\delta_{\Delta,P_y}^{(A)}$ ist aus den Tabellen 11a bzw. 11b zu entnehmen.

c) Proben

Die Verwendung geschlossener Formeln erfordert in erhöhtem Maße die Durchführung numerischer Kontrollen.

Ogleich auf die verschiedenen Möglichkeiten der numerischen Kontrolle nicht näher eingegangen werden kann, ist in Tabelle 12 die Verschiebung $\delta_{Y,Y}$ infolge $P_Y^{(a)}$ im Angriffspunkt von P_Y angegeben, da dieser Wert zur Überprüfung der Verschiebungen unerlässlich ist.

Auf eine theoretische Kontrolle der entwickelten Formeln wurde bereits im Abschnitt 7b/1. hingewiesen.

Tabelle 6.

$$E I_C \cdot \delta_{\mathfrak{B}Z} = \text{Diagram} \quad \alpha \xi_{0,i} = t_0 > 0; \quad M_Z^{(a)} = M_{Z,i}^{(a)} = M_{Z,k}^{(a)}$$

$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$\left. \begin{matrix} I_{Z,0} \\ I_{T,0} \end{matrix} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \frac{l}{a} \cdot \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \cdot M_Z^{(a)}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \frac{l}{a} \cdot \left[\alpha \sqrt{1+\alpha^2} - t_0 \sqrt{1+t_0^2} - \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \right] \cdot M_Z^{(a)}$
$I_Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi}$ $I_T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi}$	$\frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \frac{l}{a} \cdot \text{arc tg} \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) \cdot M_Z^{(a)}$	$\frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \frac{l}{a} \left[\alpha - t_0 - \text{arc tg} \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) \right] \cdot M_Z^{(a)}$
$I_Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi$ $I_T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi$	$\frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \frac{l}{a} \cdot [\alpha - t_0] \cdot M_Z^{(a)}$	$\frac{1}{3} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \frac{l}{a} \cdot [\alpha^3 - t_0^3] \cdot M_Z^{(a)}$

Tabelle 7.

$$E I_C \cdot \delta_{\mathfrak{B}X}^* = \text{Diagram} \quad \alpha \xi_{0,i} = t_0 > 0; \quad M_x^{(a)} = M_{x,i}^{(a)} = M_{x,k}^{(a)} \quad E I_C \cdot \delta_{\mathfrak{B}Z}^{**} = \text{Diagram} \quad \alpha \xi_{0,i} = t_0 > 0; \quad M_Z^{(a)} = M_{Z,i}^{(a)} = M_{Z,k}^{(a)}$$

$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$\left. \begin{matrix} I_{Z,0} \\ I_{T,0} \end{matrix} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \frac{l}{a} \cdot [\sqrt{1+\alpha^2} - \sqrt{1+t_0^2}] \cdot \left\{ \frac{M_x^{(a)}}{M_Z^{(a)}} \right\}$	$-\frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \frac{l}{a} \cdot [\sqrt{1+\alpha^2} - \sqrt{1+t_0^2}] \cdot \left\{ \frac{M_x^{(a)}}{M_Z^{(a)}} \right\}$
$I_Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi}$ $I_T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \frac{l}{a} \ln \left(\frac{1+\alpha^2}{1+t_0^2} \right) \cdot \left\{ \frac{M_x^{(a)}}{M_Z^{(a)}} \right\}$	$-\frac{1}{2} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \frac{l}{a} \ln \left(\frac{1+\alpha^2}{1+t_0^2} \right) \cdot \left\{ \frac{M_x^{(a)}}{M_Z^{(a)}} \right\}$
$I_Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi$ $I_T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \frac{l}{a} \cdot [\alpha^2 - t_0^2] \cdot \left\{ \frac{M_x^{(a)}}{M_Z^{(a)}} \right\}$	$-\frac{1}{2} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \frac{l}{a} \cdot [\alpha^2 - t_0^2] \cdot \left\{ \frac{M_x^{(a)}}{M_Z^{(a)}} \right\}$

$$* E I_C \cdot \delta_{\mathfrak{B}X} = E I_C \cdot \delta_{ZX}^S$$

$$** E I_C \cdot \delta_{\mathfrak{B}Z} = E I_C \cdot \delta_{XZ}^A$$

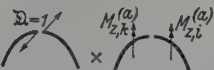
$$|\delta_{XZ}^A| = |\delta_{ZX}^S|$$

Tabelle 8.

$$E I_C \cdot \delta_{\mathfrak{B}Y}^* = \text{Diagram} \quad \alpha \xi_{0,i} = t_0 > 0; \quad P_y^{(a)} = P_{y,i}^{(a)} = P_{y,k}^{(a)} \quad E I_C \cdot \delta_{\mathfrak{B}Y} = E I_C \cdot \delta_{ZY}$$

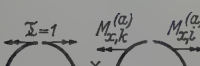
$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$\left. \begin{matrix} I_{Z,0} \\ I_{T,0} \end{matrix} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{1}{12} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \left(\frac{l}{a} \right)^2 \left[\{4 + \alpha^2 - 3 t_0^2\} \sqrt{1+\alpha^2} - \{4 - 2 t_0^2\} \cdot \sqrt{1+t_0^2} - 6 t_0 \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$	$\frac{1}{12} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \left(\frac{l}{a} \right)^2 \left[\{-2 + \alpha^2 - 3 \alpha t_0 + 3 t_0^2\} \sqrt{1+\alpha^2} + \{2 - t_0^2\} \sqrt{1+t_0^2} + 3 t_0 \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$
$I_Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi}$ $I_T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi}$	$\frac{1}{8} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{a} \right)^2 \left[\alpha^2 - t_0^2 - 4 t_0 \text{arc tg} \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) + \{1 - t_0^2\} \ln \left(\frac{1+\alpha^2}{1+t_0^2} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$	$\frac{1}{8} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{a} \right)^2 \left[\{\alpha^2 - 4 \alpha t_0 + 3 t_0^2\} + 4 t_0 \text{arc tg} \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) - \{1 - t_0^2\} \ln \left(\frac{1+\alpha^2}{1+t_0^2} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$
$I_Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi$ $I_T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi$	$\frac{1}{16} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{a} \right)^2 [4 \alpha (\alpha - 2 t_0) + \alpha^2 (\alpha^2 - 2 t_0^2) + 4 t_0^2 + t_0^4] \cdot P_y^{(a)}$	$\frac{1}{48} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{a} \right)^2 [3 \alpha^4 - 8 \alpha^3 t_0 + 6 \alpha^2 t_0^2 - t_0^4] \cdot P_y^{(a)}$

Tabelle 9.

$E J_C \cdot \delta_{\Delta Z} =$  $\alpha \xi_{0,i} = t_0 > 0$
 $M_Z^{(a)} = M_{Z,i} = M_{Z,k}$

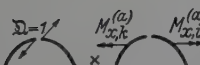
$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$\left. \begin{matrix} Z,0 \\ T,0 \end{matrix} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{1}{12} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[\{4+t_0^2\} \sqrt{1+t_0^2} - \{4+\alpha^2\} \sqrt{1+\alpha^2} \right] \cdot M_Z^{(a)}$	$\frac{1}{12} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[\{2-\alpha^2\} \sqrt{1+\alpha^2} - \{2-t_0^2\} \sqrt{1+t_0^2} \right] \cdot M_Z^{(a)}$
$\left. \begin{matrix} Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi} \\ T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi} \end{matrix} \right\}$	$\frac{1}{8} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[-\alpha^2 + t_0^2 - \ln \left(\frac{1+\alpha^2}{1+t_0^2} \right) \right] \cdot M_Z^{(a)}$	$\frac{1}{8} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[-\alpha^2 + t_0^2 + \ln \left(\frac{1+\alpha^2}{1+t_0^2} \right) \right] \cdot M_Z^{(a)}$
$\left. \begin{matrix} Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi \\ T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi \end{matrix} \right\}$	$-\frac{1}{16} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[4(\alpha^2 - t_0^2) + (\alpha^4 - t_0^4) \right] \cdot M_Z^{(a)}$	$-\frac{1}{16} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[\alpha^4 - t_0^4 \right] \cdot M_Z^{(a)}$

Tabelle 10a.

$E I_C \cdot \delta_{\Xi X} =$  $\alpha \xi_{0,i} = t_0 > 0$
 $M_X^{(a)} = M_{X,i} = M_{X,k}$

$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$\left. \begin{matrix} Z,0 \\ T,0 \end{matrix} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \frac{l}{\alpha} \cdot \left[\alpha \sqrt{1+\alpha^2} - t_0 \sqrt{1+t_0^2} - \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \right] \cdot M_X^{(a)}$	$\frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \frac{l}{\alpha} \cdot \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \cdot M_X^{(a)}$
$\left. \begin{matrix} Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi} \\ T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi} \end{matrix} \right\}$	$\frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \frac{l}{\alpha} \left[\alpha - t_0 - \text{arc tg} \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) \right] \cdot M_X^{(a)}$	$\frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \frac{l}{\alpha} \cdot \text{arc tg} \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) \cdot M_X^{(a)}$
$\left. \begin{matrix} Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi \\ T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi \end{matrix} \right\}$	$\frac{1}{3} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \frac{l}{\alpha} \left[\alpha^3 - t_0^3 \right] \cdot M_X^{(a)}$	$\frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \frac{l}{\alpha} \left[\alpha - t_0 \right] \cdot M_X^{(a)}$

Tabelle 10b.

$E I_C \cdot \delta_{\Delta X} =$  $\alpha \xi_{0,i} = t_0 > 0$
 $M_X^{(a)} = M_{X,i} = M_{X,k}$

$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$\left. \begin{matrix} Z,0 \\ T,0 \end{matrix} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{1}{32} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[-\{5\alpha + 2\alpha^3\} \sqrt{1+\alpha^2} + \{5t_0 + 2t_0^3\} \sqrt{1+t_0^2} + 5 \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \right] \cdot M_X^{(a)}$	$\frac{1}{8} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[\alpha \sqrt{1+\alpha^2} - t_0 \sqrt{1+t_0^2} - \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \right] \cdot M_X^{(a)}$
$\left. \begin{matrix} Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi} \\ T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi} \end{matrix} \right\}$	$\frac{1}{12} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[-3\alpha + 3t_0 - \alpha^3 + t_0^3 + 3 \text{arc tg} \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) \right] \cdot M_X^{(a)}$	$\frac{1}{4} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[\alpha - t_0 - \text{arc tg} \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) \right] \cdot M_X^{(a)}$
$\left. \begin{matrix} Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi \\ T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi \end{matrix} \right\}$	$-\frac{1}{60} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[10(\alpha^3 - t_0^3) + 3(\alpha^5 - t_0^5) \right] \cdot M_X^{(a)}$	$\frac{1}{12} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left[\alpha^3 - t_0^3 \right] \cdot M_X^{(a)}$

9. Einflußlinien

Die Einflußlinien der maßgeblichen Größen lassen sich einfacher Weise an Hand der mitgeteilten Formeln unter Achtung von Symmetrie bzw. Antimetrie entwickeln.

a) Einflußlinien der statisch Unbestimmten
1. Einflußlinien für das Biegemoment $\mathfrak{B}$.

Für die Einflußlinien von $\mathfrak{B}_1$ gilt der Ansatz

$$\mathfrak{B}_m = \beta_{\mathfrak{B}} \cdot \delta_{\mathfrak{B},m} \quad (26)$$

Tabelle 11a.

$$B I_C \cdot \delta_{\Sigma Y} = \overset{\Sigma=1}{\curvearrowright} \times \overset{\rho_{yk}^{(a)}}{\curvearrowright} \overset{\rho_{yi}^{(a)}}{\curvearrowright} \quad \alpha \xi_{0,i} = t_0 > 0$$

$$P_y^{(a)} = P_{y,i}^{(a)} = |P_{y,k}^{(a)}|$$

$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$I_{Z,0} \left. \vphantom{\begin{matrix} I_{Z,0} \\ I_{T,0} \end{matrix}} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{1}{32} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2 \left[\{5\alpha - 16t_0 - 4t_0^2\alpha + 2\alpha^3\} \sqrt{1+\alpha^2} + \{11t_0 + 2t_0^3\} \sqrt{1+t_0^2} + \{-5 + 4t_0^2\} \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$	$\frac{1}{8} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2 \left[-\{\alpha - 4t_0\} \sqrt{1+\alpha^2} - 3t_0 \sqrt{1+t_0^2} + \{1 - 2t_0^2\} \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$
$I_Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi}$ $I_T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi}$	$\frac{1}{12} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2 \left[3\alpha - 3t_0 + \alpha^3 - 3\alpha t_0^2 + 2t_0^3 + 3\{t_0^2 - 1\} \arctg \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) - 3t_0 \ln \left(\frac{1 + \alpha^2}{1 + t_0^2} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$	$\frac{1}{4} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2 \left[-\alpha + t_0 + \{1 - t_0^2\} \arctg \frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} + t_0 \ln \left(\frac{1 + \alpha^2}{1 + t_0^2} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$
$I_Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi$ $I_T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi$	$\frac{1}{60} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2 [10\alpha^3 - 15\alpha^2 t_0 + 5t_0^3 + 3\alpha^5 - 5\alpha^3 t_0^2 + 2t_0^5] \cdot P_y^{(a)}$	$-\frac{1}{12} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2 [(\alpha^3 - t_0^3) - 3\alpha t_0 (\alpha - t_0)] \cdot P_y^{(a)}$

Tabelle 11b.

$$E I_C \cdot \delta_{\Sigma Y} = \overset{\Sigma=1}{\curvearrowright} \times \overset{\rho_{yk}^{(a)}}{\curvearrowright} \overset{\rho_{yi}^{(a)}}{\curvearrowright} \quad \alpha \xi_{0,i} = t_0 > 0$$

$$P_y^{(a)} = P_{y,i}^{(a)} = |P_{y,k}^{(a)}|$$

$I(x)$	Biegungsanteil	Torsionsanteil
$I_{Z,0} \left. \vphantom{\begin{matrix} I_{Z,0} \\ I_{T,0} \end{matrix}} \right\} = \text{konst.}$	$\frac{1}{768} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,0}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 \left[\{-39\alpha + 128t_0 + 30\alpha t_0^2 + 32\alpha^2 t_0 - 38\alpha^3 + 12\alpha^3 t_0^2 - 8\alpha^5\} \sqrt{1+\alpha^2} - \{89t_0 + 24t_0^3 + 4t_0^5\} \cdot \sqrt{1+t_0^2} + \{39 - 30t_0^2\} \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$	$\frac{1}{384} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,0}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 \left[\{9\alpha - 32t_0 - 6\alpha^3 + 16\alpha^2 t_0 - 12\alpha t_0^2\} \cdot \sqrt{1+\alpha^2} + \{23t_0 + 2t_0^3\} \sqrt{1+t_0^2} + \{-9 + 12t_0^2\} \cdot \ln \left(\frac{\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}}{t_0 + \sqrt{1+t_0^2}} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$
$I_Z(x) = \frac{I_{Z,S}}{\cos \varphi}$ $I_T(x) = \frac{I_{T,S}}{\cos \varphi}$	$\frac{1}{240} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 \left[-15\alpha + 15t_0 - 15\alpha^3 + 15\alpha^2 t_0 + 15\alpha t_0^2 - 15t_0^3 - 3\alpha^5 + 5\alpha^3 t_0^2 - 2t_0^5 + 15\{1 - t_0^2\} \cdot \arctg \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) + 15t_0 \ln \left(\frac{1 + \alpha^2}{1 + t_0^2} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$	$\frac{1}{48} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 \left[3\alpha - 3t_0 - \alpha^3 + 3\alpha^2 t_0 - 3\alpha t_0^2 + t_0^3 - 3\{1 - t_0^2\} \arctg \left(\frac{\alpha - t_0}{1 + \alpha t_0} \right) - 3t_0 \ln \left(\frac{1 + \alpha^2}{1 + t_0^2} \right) \right] \cdot P_y^{(a)}$
$I_Z(x) = I_{Z,S} \cdot \cos \varphi$ $I_T(x) = I_{T,S} \cdot \cos \varphi$	$-\frac{1}{3360} \cdot \frac{I_C}{I_{Z,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 [280\alpha^3 - 420\alpha^2 t_0 + 140t_0^3 + 168\alpha^5 - 140\alpha^3 t_0^2 - 105\alpha^4 t_0 + 77t_0^5 + 30\alpha^7 - 42\alpha^5 t_0^2 + 12t_0^7] \cdot P_y^{(a)}$	$-\frac{1}{480} \cdot \frac{E I_C}{G I_{T,S}} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 [10t_0^2 (\alpha^3 - t_0^3) - 15t_0 (\alpha^4 - t_0^4) + 6(\alpha^5 - t_0^5)] \cdot P_y^{(a)}$

$\beta_{\Sigma \Sigma}$ ist durch Gl. (21) gegeben. $\delta_{\Sigma \Sigma}$ setzt sich aus jeweils 2 Anteilen — dem Biegeanteil und dem Torsionsanteil — zusammen [vergleiche Gl. (20)]:

$$\delta_{\Sigma \Sigma} = {}^B \delta_{\Sigma \Sigma} + {}^T \delta_{\Sigma \Sigma} \quad (27)$$

Die einzelnen Anteile für $\delta_{\Sigma \Sigma}$ folgen aus den Tabellen 6, 7 und 8, je nachdem ob die Einflußlinie für ein Wandermoment $M_{z,m}^{(a)}$, für ein Wandermoment $M_{x,m}^{(a)}$ oder aber für die Wanderlast $P_{y,m}^{(a)}$ entwickelt werden soll. In den Gleichungen ist t_0 durch die laufende Abszisse t_m zu ersetzen. Weiterhin sind noch alle Anteile mit dem Faktor „1/2“ zu multiplizieren, da alle Belastungsglieder für Doppelmomente bzw. für eine Doppellast dargestellt sind.

Die Einflußlinien für Σ sind symmetrisch ($M_{x,m}^{(a)}$, $P_{y,m}^{(a)}$) bzw. antisymmetrisch ($M_{z,m}^{(a)}$) zur z -Achse, so daß die Berech-

nung jeweils nur für eine Tragwerkshälfte durchzuführen ist².

Abb. 12a zeigt z. B. die Einflußlinie für Σ infolge eines Wandermomentes $M_{z,m}^{(a)} = 1$ (antisymmetrisch). — Alle Einflußlinien werden nur quantitativ dargestellt, da die wesentlichen Merkmale sehr deutlich zu entnehmen sind.

2. Einflußlinien für das Torsionsmoment Σ .

Die Einflußlinien für Σ können in der Form

$$\Sigma_m = \beta_{\Sigma \Sigma} \cdot \delta_{\Sigma \Sigma} + \beta_{\Sigma \Sigma} \cdot \delta_{\Sigma \Sigma} \quad (28)$$

dargestellt werden. $\beta_{\Sigma \Sigma}$ bzw. $\beta_{\Sigma \Sigma}$ sind durch die Gl. (24a) bzw. (24b) gegeben. $\delta_{\Sigma \Sigma}$ und $\delta_{\Sigma \Sigma}$ setzen sich wieder aus dem Biege- bzw. dem Torsionsanteil zusammen. Die ein-

² Es wird stets die rechte Tragwerkshälfte betrachtet, $t_0 = t_m \geq 0$ ist.

$$E I_C \cdot \delta_{YY}^S = \underbrace{\rho_{y/k}^{(2)}}_{\text{arc}} \times \underbrace{\rho_{y/i}^{(2)}}_{\text{arc}} \times \underbrace{\mathfrak{P}_{y/k}=1}_{\text{arc}} \times \underbrace{\mathfrak{P}_{y/i}=1}_{\text{arc}} \quad \alpha \cdot \xi_{0,i=t_0} > 0 \quad \begin{matrix} P_y^{(a)} = P_{y,i}^{(a)} = P_{y,k}^{(a)} \\ P_y^{(a)} = P_{y,i}^{(a)} = P_{y,k}^{(a)} \end{matrix} \quad E I_C \cdot \delta_{YY}^A = \underbrace{\rho_{y/k}^{(a)}}_{\text{arc}} \times \underbrace{\rho_{y/i}^{(a)}}_{\text{arc}} \times \underbrace{\mathfrak{P}_{y/k}=1}_{\text{arc}} \times \underbrace{\mathfrak{P}_{y/i}=1}_{\text{arc}}$$

Wählt man z. B. die Einflußlinie für das Biegemoment $M_{B,i,m}$ an der Stelle „i“ infolge eines Wandermomentes $M_{z,m}^{(a)} = 1$, so erhält man

$$S_{i,m}^0 = M_{B,i,m}^0 = \cos \varphi_i = \text{konst. für } \begin{cases} 0 \leq t_m \leq t_i, \\ 0 \leq t_i \leq \alpha. \end{cases} \quad (31a)$$

Weiter ergibt sich

$$S_{i,\mathfrak{B}}^0 = M_{B,i,\mathfrak{B}}^0 = \cos \varphi_i = \text{konst.}, \quad (31b)$$

$$S_{i,\mathfrak{Z}}^0 = M_{B,i,\mathfrak{Z}}^0 = -\sin \varphi_i = \text{konst.}, \quad (31c)$$

$$S_{i,\Omega}^0 = M_{B,i,\Omega}^0 = \frac{l}{2\alpha} \left\{ \frac{t_i^2}{2} \sin \varphi_i - t_i \cos \varphi_i \right\} = \text{konst.} \quad (31d)$$

Für $\mathfrak{B}_m$, $\mathfrak{Z}_m$ und Ω_m sind die Ordinaten der Einflußlinien infolge eines Wandermomentes $M_{z,m}^{(a)} = 1$ zu verwenden.

Als Beispiel erfolgte die Darstellung der Einflußlinie für das Biegemoment $M_{B,t,m}$ ($t_i = \alpha$) infolge eines Einzelmomentes $M_{z,m}^{(a)} = 1$ (Abb. 12d, e).

c) Auswertung der Einflußlinien

Nach Kenntnis der Einflußlinien (Lastscheiden) erfolgt die Auswertung zweckmäßig nach numerischen Methoden (Trapez-Regel, Symptonsche Methode). Grundsätzlich können auch die Flächen der Einflußlinien für den Angriff von verteilten Lasten (laufender Momentenangriff $m_z^{(a)}$ bzw. $m_x^{(a)}$ oder verteilte Kräfte $p_x^{(a)}$) geschlossen dargestellt werden; die Durchführung zeigt aber, daß die Integrale teilweise nur durch Reihen darstellbar sind, die die Bernoulli- bzw. die Eulerschen Zahlen enthalten, und daß die Ausdrücke unhandlich für die Berechnung werden. So-

mit dürften die Lösungen nur von theoretischem Interesse sein, und auf eine Wiedergabe wurde deshalb im Rahmen dieser Arbeit verzichtet.

10. Näherungslösungen

Um die Berechnung der transzendenten Funktionen zu umgehen, besteht die Möglichkeit, Näherungsformeln zu entwickeln. Als maßgebender Parameter wäre der Kühnheitsgrad l/f oder in abgewandelter Form $\alpha = 4f/l$ zu wählen.

Für flache Bögen³ wird α klein, und für $\alpha \leq 1$ lassen sich die transzendenten Funktionen leicht in Reihen entwickeln. Je nach der geforderten Genauigkeit wären dann die einzelnen Reihen abzubrechen.

Nimmt α dagegen große Werte an — es handelt sich in diesem Falle um steile Bögen —, bringt eine Näherung keine Erleichterung der numerischen Auswertung, da auch die Näherungen transzendente Funktionen erhalten, z. B.

$$\ln(a + \sqrt{1+a^2}) \text{ für } a \gg 1 \sim \ln(2a) + \left(\frac{1}{2a}\right)^2.$$

Literatur

1. K. Beyer: Die Statik im Stahlbetonbau. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1948.
2. A. Pucher: Lehrbuch des Stahlbetonbaues. Wien: Springer 1949.
3. R. Trostel: Beitrag zur Berechnung räumlich gekrümmter Stäbe. Ing.-Arch. 25 (1957) H. 6.

³ In ähnlicher Weise wird bei den Bögen, die in ihrer Ebene belastet sind, der Einfluß der Dehnung berücksichtigt.

Die Beanspruchung von Mehrmassensystemen durch erzwungene Schwingungen

Von Prof. Dr.-Ing. E. Doeinck, Hannover

DK 534.1 : 624.042.3

Diese Untersuchung hat zur Voraussetzung, daß das schwingende Gebilde unter der Einwirkung einer zeitlich harmonischen Erregerkraft

$$P_t = P_0 \cdot \sin \Omega t$$

ungedämpfte harmonische Schwingungen ausführt.

Die Untersuchung erfolgt mit Hilfe des „statischen Belastungsgleichwertes“, im weiteren abgekürzt „st.B.Gl. Wert“ genannt. Darunter soll diejenige Belastung verstanden werden, welche im statischen Belastungsvorgang aufgebracht die Schwingungsgrenzlage als Verformung hervorruft. Seine Anwendung auf freie ungedämpfte Schwingungen ist bereits in einer früheren Abhandlung des Verfassers erfolgt¹.

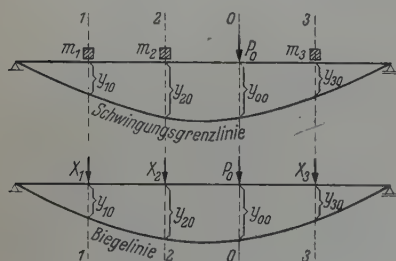


Abb. 1. Die Elemente des statischen Belastungsgleichwertes.

Am Schluß war bereits ein ganz kurzer Hinweis auf die Untersuchung erzwungener Schwingungen gegeben worden.

In dieser Abhandlung soll eine als masseloses gedachte Feder (in der Abb. 1 ein Balken auf 2 Stützen)

untersucht werden, die mit Einzelmassen belegt ist und durch die Kraft P_t zum Schwingen angeregt wird.

Im vorliegenden Falle werden die Elemente des st.B.Gl. Wertes mit Hilfe der Energiebilanz zu

$$X_n = m_n \cdot \Omega^2 \cdot y_{n0}$$

ermittelt. Zu ihnen tritt in der Richtung der Erregerkraft ihr Höchstwert P_0 . (Vgl. Abb. 1.)

Jede einzelne Masse m_n soll als Bruchteil ν_n einer beliebig zu wählenden Bezugsmasse m ausgedrückt werden

$$m_n = \frac{1}{\nu_n} \cdot m,$$

$$X_n = \frac{1}{\nu_n} \cdot m \cdot \Omega^2 \cdot y_{n0}.$$

Das Produkt $m\Omega^2$ hat die Dimension des Kehrwertes einer Verschiebung für die Krafteinheit. Es soll entsprechend zur Vereinfachung mit

$$m \cdot \Omega^2 = \frac{1}{\delta_0}$$

bezeichnet werden.

Mit diesen Umformungen ergibt sich aus dem Element des st.B.Gl. Wertes

$$X_n \cdot \nu_n \cdot \delta_0 = y_{n0}. \quad (1)$$

Wenn jetzt noch die Ordinate der Schwingungsgrenzlinie y_{n0} mit den Einflußzahlen δ_{ik} in der Form

$$y_{n0} = X_1 \cdot \delta_{n1} + X_2 \cdot \delta_{n2} + \dots + X_i \cdot \delta_{ni} + P_0 \cdot \delta_{n0} \quad (2)$$

in den Ausdruck für das Element X_n (Gl. 1) eingesetzt wird, entsteht die Strukturgleichung

$$X_n \cdot \nu_n \cdot \delta_0 = X_1 \cdot \delta_{n1} + X_2 \cdot \delta_{n2} + \dots + X_i \cdot \delta_{ni} + P_0 \cdot \delta_{n0} \quad (3)$$

$$(n = 1, 2, 3, \dots, i).$$

Das Anschreiben dieser Gleichung für jedes einzelne Element des st.B.Gl. Wertes ergibt ein inhomogenes Gleichungssystem von n Gleichungen für die n unbekannten Elemente. Sie errechnen sich aus dem Gleichungssystem zu

$$X_n = \frac{\text{Zählerdeterminante}}{\text{Nennerdeterminante}} \cdot P_0 = \frac{D_n}{D_N} \cdot P_0,$$

$$X_n = \mu_n \cdot P_0, \quad (4a)$$

$$\mu_n = \frac{D_n}{D_N}. \quad (4b)$$

¹ Doeinck: Schwinger mit mehreren Freiheitsgraden, Bauingenieur 32 (1957), S. 165. Vgl. hierzu auch Nesitka: Schwingungen von Systemen mit mehreren Freiheitsgraden. Bauingenieur 30 (1955), S. 244.

$$y_{0s} = P_0 \cdot \delta_{00}$$
$$y_{n0} = \left[P_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{\delta_{n1}}{\delta_{00}} + P_0 \cdot \mu_2 \cdot \frac{\delta_{n2}}{\delta_{00}} + \dots P_0 \cdot \mu_n \cdot \frac{\delta_{nn}}{\delta_{00}} + \dots + P_0 \cdot \frac{\delta_{n0}}{\delta_{00}} \right] \cdot \delta_{00},$$

$$y_{n0} = \eta_n \cdot y_{0s}, \quad (5a)$$

$$\eta_n = \mu_1 \cdot \frac{\delta_{n1}}{\delta_{00}} + \mu_2 \cdot \frac{\delta_{n2}}{\delta_{00}} + \dots \mu_n \cdot \frac{\delta_{nn}}{\delta_{00}} + \dots \frac{\delta_{n0}}{\delta_{00}}. \quad (5b)$$

Anwendungsbeispiel 1

Der Einmassenschwinger

Die Strukturgleichung (3) ergibt die einzige Beziehung

$$\rho_t = \rho_0 \cdot \sin \Omega t$$

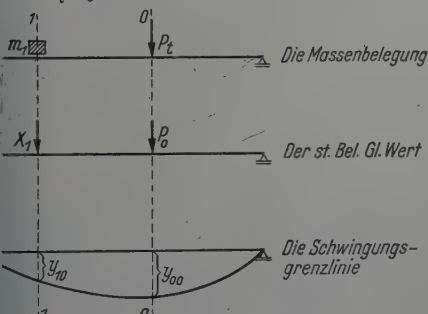


Abb. 2. Der Einmassenschwinger.

$$X_1 \cdot (\delta_{11} - \delta_0) + P_0 \cdot \delta_{10} = 0,$$

$$X_1 = P_0 \cdot \frac{\delta_{10}}{\delta - \delta_0},$$

$$\mu_1 = \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \cdot \frac{1}{\frac{\delta_0}{\delta_{11}} - 1}$$

Als Verstimmung (κ) soll das Verhältnis der Frequenz der

$$\kappa = \frac{\Omega^2}{\omega_0^2} = m \cdot \delta_{00} \cdot \Omega^2 = \frac{\delta_{00}}{\delta_0}.$$

Mit der Einführung von

$$\delta_0 = \frac{1}{\mathcal{N}} \cdot \delta_{00},$$

$$\alpha = \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$$

erhält μ_1 die Form

$$\mu_1 = \kappa \cdot \frac{\alpha}{\frac{\delta_{00}}{\delta_{11}} - \kappa}$$

$$P_0 = \mu_0 \cdot P_0,$$

$$\mu_0 = 1.$$

$$\eta_1 = \mu_1 \cdot \frac{\delta_{11}}{\delta_{00}} + \mu_0 \cdot \frac{\delta_{10}}{\delta_{00}},$$

in der Richtung 0—0

$$\eta_0 = \mu_1 \cdot \frac{\delta_{01}}{\delta_{00}} + \mu_0 \cdot \frac{\delta_{00}}{\delta_{00}}.$$

$$\delta_{11} = \delta_{00} = \delta = \frac{l^3}{6N} [2\xi^2(1-\xi)^2],$$

$$\delta_{10} = \delta_{01} = \alpha \cdot \delta = \frac{l^3}{6N} [\xi^2(1 - 2\xi^2)],$$

$$\alpha = \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = \frac{(1 - 2\xi^2)}{2 \cdot (1 - \xi)^2}.$$

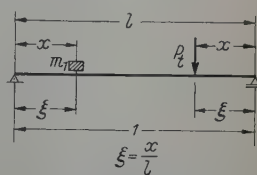


Abb. 3. Sonderfall des Anwendungsbeispiels 1.

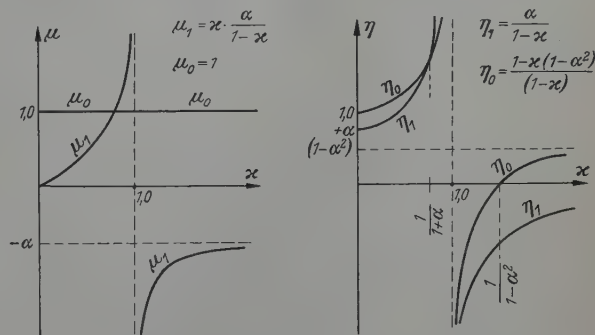


Abb. 4. Der rechnerisch ermittelte Verlauf des st.B.Gl.Wertes (μ_1 u. μ_0) sowie der Durchbiegungen (η_1 u. η_0).

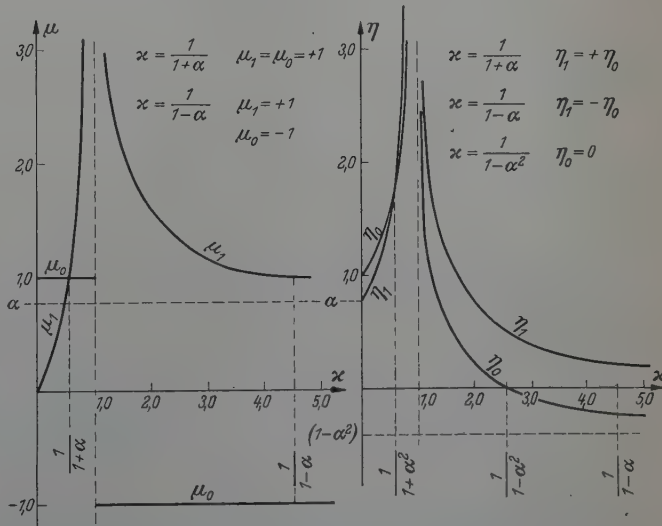


Abb. 5. Der abgeänderte Verlauf der μ - und η -Werte, gezeichnet für $\xi = 0,25$. Für diese Lage ist

$$\alpha=0,778 \quad \frac{1}{1+\alpha}=0,562$$

$$1 - \alpha^2 = 0,395 \quad \frac{1}{1 - \alpha^2} = 2,570$$

$$\frac{1}{1-\alpha}=4,530.$$

Für diese Anordnung wird

$$6a) \mu_1 = \kappa \cdot \frac{\alpha}{1-\kappa},$$

$$6b) \mu_0 = 1;$$

$$7a) \eta_1 = \frac{\alpha}{1-\kappa} = \frac{1}{\kappa} \cdot \mu_1,$$

$$7b) \eta_0 = \frac{1-\kappa(1-\alpha^2)}{(1-\kappa)}.$$

Der Verlauf der μ - und η -Werte aus den Gleichungen (6) und (7) in Abhängigkeit von κ ist in Abb. 4 dargestellt.

Die in Abb. 4 auftretenden Sprünge bei $\kappa = 1$ von der positiven in die negative Unendlichkeit treten mit Rücksicht auf die vorhandene Phasenverschiebung nicht auf. Alle vier Kurven müssen deshalb für den Bereich $\kappa > 1$ um die κ -Achse gedreht werden. Mit dieser Änderung und im besonderen für $\xi = 0,25$ (Abb. 3) ist ihr Verlauf in Abb. 5 maßstabsgerecht dargestellt.

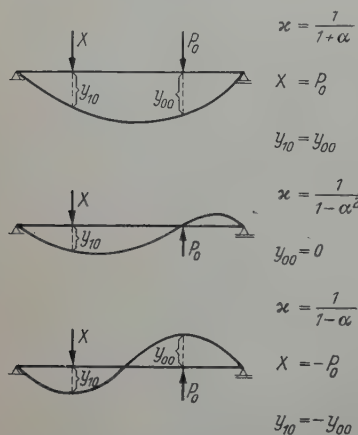


Abb. 6.

Einige kennzeichnende Biegelinien.

Für die wesentlichen aus Abb. 5 ersichtlichen κ -Werte sind in Abb. 6 die zugehörigen Biegelinien skizziert.

Die Erregerfrequenz für $\kappa = 1/1 \pm \alpha$ rufen die symmetrische bzw. die antisymmetrische Schwingungsform hervor. Dieselben Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen besitzt das System mit zwei gleichen Massen in 1—1 und 0—0. (Vgl. das Anwendungsbeispiel 2.)

Anwendungsbeispiel 2

Der Balken nach Abb. 7 mit zwei gleichen und symmetrisch zur Mitte angeordneten Massen. Die Erregerkraft wirkt in der zunächst beliebig gewählten Richtung 0—0.

Aus der Strukturgleichung (3) ergibt sich die Gleichungsgruppe

$$X_1 \cdot (\delta - \delta_0) + X_2 \cdot \alpha \cdot \delta + P_0 \cdot \delta_{10} = 0,$$

$$X_1 \cdot \alpha \cdot \delta + X_2 \cdot (\delta - \delta_0) + P_0 \cdot \delta_{20} = 0.$$

Entsprechend Gl. (4b) sind die μ -Werte für die beiden Elemente des st.B.Gl.Wertes

$$\mu_1 = \frac{\delta_{20} \cdot \alpha \cdot \delta - \delta_{10}(\delta - \delta_0)}{(\delta - \delta_0)^2 - \alpha^2 \cdot \delta^2},$$

$$\mu_2 = \frac{\delta_{10} \cdot \alpha \cdot \delta - \delta_{20}(\delta - \delta_0)}{(\delta - \delta_0)^2 - \alpha^2 \cdot \delta^2}.$$

Um das Ergebnis auch hier übersichtlicher zu gestalten, wird die Untersuchung für den Sonderfall weitergeführt, daß die Erregerkraft in der Richtung 1—1 wirkt. Dafür ist

$$\begin{aligned} \delta_{00} &= \delta, \\ \delta_{10} &= \delta, \\ \delta_{20} &= \alpha \cdot \delta. \end{aligned}$$

Entsprechend der Definition für die Verstimmung im Anwendungsbeispiel 1 ist

$$\delta_0 = \frac{1}{\kappa} \cdot \delta.$$

Mit diesen speziellen Ausdrücken wird

$$\mu_1 = \kappa \cdot \frac{1-\kappa(1-\alpha^2)}{(\kappa-1)^2 - \kappa^2 \alpha^2},$$

$$\mu_2 = \kappa \cdot \frac{\alpha}{(\kappa-1)^2 - \kappa^2 \alpha^2}.$$

Die η -Werte für die Durchbiegungen sind entsprechend Gl. (5b)

$$\eta_1 = \mu_1 + \mu_2 \cdot \alpha + 1,$$

$$\eta_2 = \mu_1 \cdot \alpha + \mu_2 + \alpha,$$

bzw. nach Einsetzen der obigen Ausdrücke für μ_1 und μ_2

$$\eta_1 = \frac{1-\kappa(1-\alpha^2)}{(\kappa-1)^2 - \kappa^2 \alpha^2} = \frac{1}{\kappa} \cdot \mu_1,$$

$$\eta_2 = \frac{\alpha}{(\kappa-1)^2 - \kappa^2 \alpha^2} = \frac{1}{\kappa} \cdot \mu_2.$$

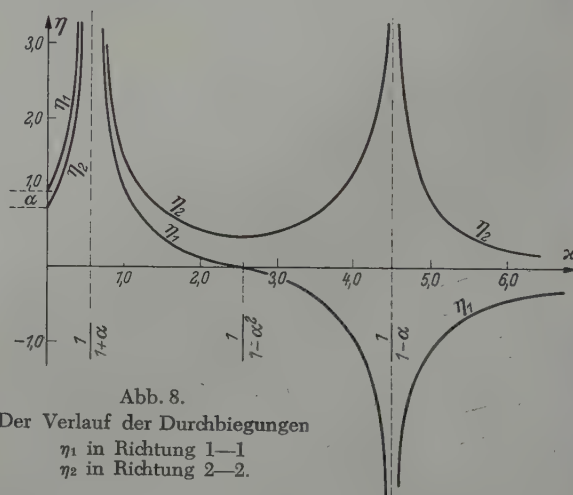


Abb. 8.

Der Verlauf der Durchbiegungen

η_1 in Richtung 1—1
 η_2 in Richtung 2—2.

Mit Rücksicht auf die Ähnlichkeit der Ausdrücke für μ und η ist in Abb. 8 nur der Verlauf der beiden η -Werte (wiederum für $\xi = 0,25$) dargestellt worden. Entsprechend der beim ersten Anwendungsbeispiel gegebenen Begründung sind die beiden Äste zwischen $\kappa = 1/1 + \alpha$ und $\kappa = 1/1 - \alpha$ um die κ -Achse gedreht worden.

Die Abb. 8 zeigt, daß die Schwingungsgrenzlinie mit wachsender Verstimmung eine ähnliche Veränderung erfährt, wie auf Abb. 6 dargestellt ist.

Die Wasserbewegung in stark geneigten Sammelrinnen an Überläufen von Staubecken

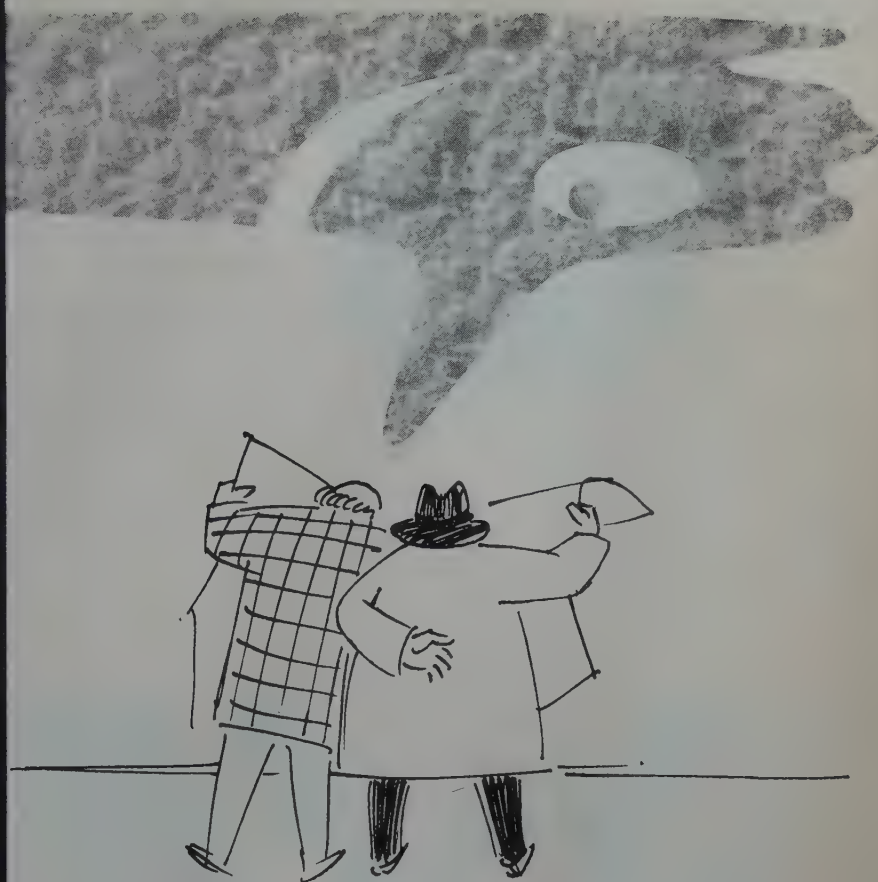
Von Obering. Josef Frank, Erlangen

DK 532.533 : 627.8 : 628.113.1

Übersicht: Zur Ermittlung der Spiegellinien in Sammelkanälen mit flußabwärts wachsender Wasserführung werden für den allgemeinen Fall eines divergenten Trapezgerinnes Bewegungsgleichungen abgeleitet und die Bedingungen für den Übergang vom Schießen zum Strömen, d.h. den Ausgangspunkt einer stückweisen Bestimmung des Spiegellängenschnittes untersucht.

Zur Berechnung von Spiegellinien in Gerinnen mit wachsender Wasserführung wird der Impulssatz benutzt. Man kann mit seiner Hilfe den Spiegelverlauf entweder schrittweise oder, in einigen Fällen, auch mittels geschlosse-

ner Formeln festlegen, vorausgesetzt, daß ein Punkt der Spiegellinie gegeben ist. Bei Gerinnen mit mäßiger Neigung liegt dieser Punkt am unteren Ende des seitlichen Überfalles, der das Gerinne speist. Seine Höhe über der Sohle ist durch die kritische Tiefe für die Gesamtwassermenge und den Endquerschnitt gegeben [1]. — Zweifelhaft blieben aber die Verhältnisse zunächst bei dem Gerinne mit großer Sohlenneigung. Wohl kann am oberen Ende des Überfalles, mindestens wenn hier die Fließmenge Null ist, strömender Abfluß erwartet werden. Daß aber bis zum unteren Ende bei großer Längsneigung durchwegs und in allen Fällen



Heizungskosten vor dem Bau?

Der menschliche Körper braucht eine Durchschnittstemperatur von 37° C. Er kann sich zwar den Temperaturschwankungen weitgehend anpassen, auf die Dauer aber ist es für die Gesundheit notwendig, daß die Temperatur der Umgebung dem Wärmehaushalt des Menschen angeglichen wird. Schon vor dem Bau sind daher die Probleme der Heizung und Isolierung zu berücksichtigen.

® STYROPOR

Jede Unterlassung muß später durch höhere Heizungskosten gesühnt werden. hat sich für alle Isolieraufgaben besonders bewährt. Dieser mikroporöse, geschäumte Kunststoff setzt sich aus einem engmaschigen Netz winzig kleiner Zellen zusammen und besteht bis zu 98 % aus Luft. Darauf beruht die gute Isolierwirkung gegen Wärme, Kälte und Schall. Die Wärmeleitfähigkeit beträgt 0,027 kcal/mh °C bei 20° C (Rechenwert nach DIN 4108 im Bauwesen 0,035 kcal/mh °C bei +10° C).

Weitere Vorteile von Schaumstoffen aus STYROPOR: federleichtes Gewicht (spez. Gewicht 0,02 g/cm³), geringe Wasseraufnahme (kein Vereisen bei Kälte-Isolierung), bequem zu verarbeiten, beständig gegen Säuren und Laugen, kein Nährboden für Schimmel- und Fäulnispilze, schwer entflammbar, mechanische Festigkeit.

ie BASF

iefert den Rohstoff STYROPOR.

uf Wunsch senden wir Ihnen gern
nschriften von Verarbeiterfirmen.

nden Sie uns bitte diesen Kupon. ▶



2173

Badische Anilin- & Soda-Fabrik AG

ADA - WERBUNG

LUDWIGSHAFEN AM RHEIN

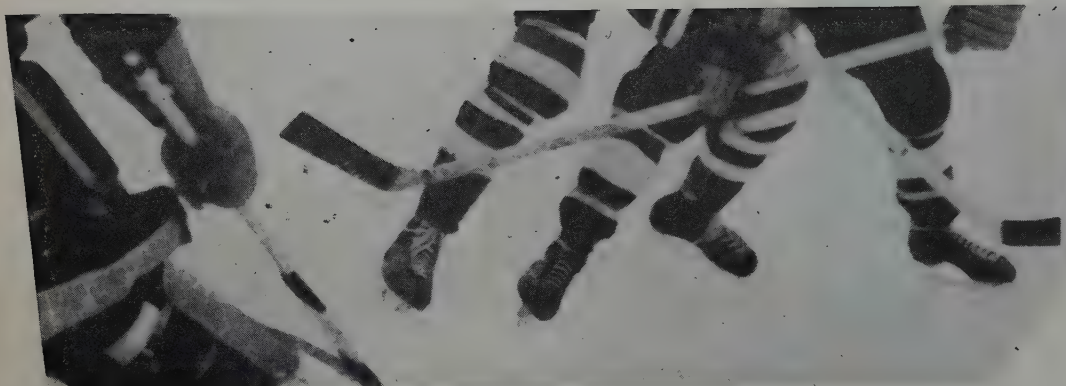
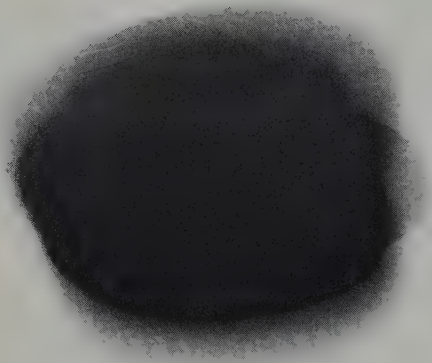
A 3

Wir interessieren uns für STYROPOR
und bitten um Anschriften von Verarbeiterfirmen.

Name

Anschrift

Beruf oder Firma



Klipp und klar

zeigt sich im schnellen Spiel mit der schwarzen Schelbe auf spiegelglatter Fläche, welche Mannschaft die besseren Kombinationen durchführt.

Im fairen Kampf siegt immer wieder der Gemeinschaftsgeist. Auch von den Mitarbeitern eines modernen Hüttenwerkes wird bei allen Aufgaben ein exaktes Zusammenspiel der Kräfte verlangt.

Die Mitarbeiter der August Thyssen-Hütte stellen Tag für Tag diese Eigenschaften unter Beweis. Ihr Schwung, ihre Initiative ist die Grundlage des gemeinsam erreichten Erfolges:

Thyssenstahl

Der Stahl unserer Zeit



AUGUST THYSSEN-HÜTTE AKTIENGESSELLSCHAFT · DUISBURG-HAMBORN

trömendes Wasser vorhanden sein soll, wie es der Annahme der kritischen Tiefe am Unterende entspricht, ist offenbar wenig wahrscheinlich. Man muß vielmehr, eine genügende Länge der Zuwachsstrecke vorausgesetzt, an einer bestimmten Stelle den Fließwechsel erwarten. Hier entsteht die kritische Tiefe, durch die ein Ausgangspunkt für die Berechnung der Spiegellinie gegeben ist. — Unseres Wissens hat sich zuerst Citrini [3] eingehender mit der Frage dieses Fließwechsels beschäftigt und für das prismatische und das divergente Rechteckprofil gültige Lösungen angegeben. Seither sind Sassoli [5] und Gusberti [6] wiederum auf das Problem zurückgekommen. Der Erstgenannte hat den Abfluß in Rechteckgerinnen experimentell untersucht, während Gusberti theoretische Untersuchungen durchgeführt hat und — auch für das prismatische Rechteckgerinne — Ergebnisse erhalten hat, die völlig mit denen von Citrini übereinstimmen.

In der Praxis sind nun aber, besonders bei größeren Anlagen, Rechteckprofile ziemlich selten, fast stets hat man es mit Trapezprofilen zu tun. Es scheint somit an der Zeit, auch diese in die Betrachtungen einzubeziehen und vor allem den Fall des divergenten Trapezgerinnes zu behandeln. — Die folgenden Untersuchungen befassen sich daher zunächst mit dem divergenten Trapezprofil. Die Fälle des Rechteckgerinnes und des prismatischen Gerinnes stellen dann Sonderfälle dar.

Folgende Voraussetzungen sind gemacht:

Der Einfluß der ungleichmäßigen Geschwindigkeitsverteilung (Coriolis-Zahl und Impulsausgleichswert) wird vernachlässigt, — die Bewegungsgröße der seitlich hinzukommenden Wassermengen in der Hauptströmungsrichtung bleibt unberücksichtigt, — die Strömung im Sammelgerinne ist vollkommen ablösungsfrei, — der Abfluß geht ohne Beeinflussung von unterstrom her, beispielsweise durch Schwellen oder ähnliches, vor sich.

Die Zulässigkeit der beiden ersten Annahmen geht aus den bekanntgewordenen Messungen an Modellen hervor; sie wird auch dadurch unterstrichen, daß in der Natur sehr ausgeprägte Sekundärercheinungen auftreten, die große Sicherheitszuschläge z. B. bei den Freibordhöhen erfordern und die erwähnten Vereinfachungen bei der theoretischen Behandlung ohne weiteres gestatten. Die Voraussetzung der Ablösungsfreiheit ist besonders im überkritischen Bereich von Bedeutung. Ihr ist praktisch dadurch Rechnung zu tragen, daß das Öffnungsverhältnis des Gerinnes in bestimmten zulässigen Grenzen gehalten wird.

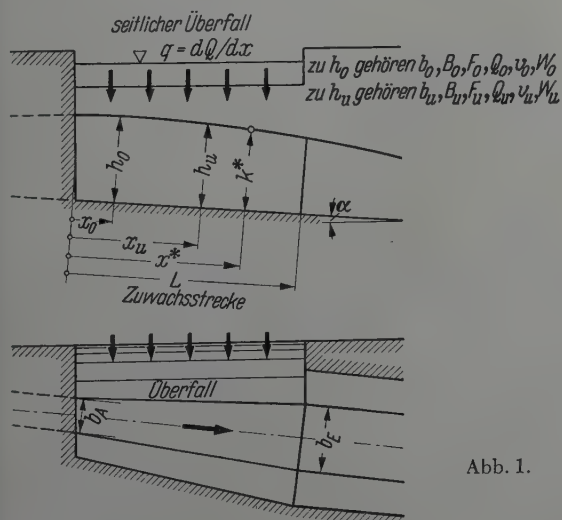


Abb. 1.

Bezeichnungen (Abb. 1)

- L Länge des Überfalles (Zuwachsstrecke),
 x Abzisse eines Querschnittes, gemessen vom oberen Ende der Zuwachsstrecke in Fließrichtung,
 $\Delta x = x_u - x_0$, wobei x_u und x_0 die Abzissen eines unteren und eines oberen Querschnittes sind,
 b Sohlenbreite des Gerinnes,

- b_0, b_u, b_m flußaufwärtige, flußabwärtige, mittlere Sohlenbreite eines Berechnungsabschnittes,
 b_A, b_E Sohlenbreite am Anfang und am Ende der Zuwachsstrecke,
 B, B_0, B_u, B_m Spiegelbreite des Fließquerschnittes, flußaufwärtige, flußabwärtige, mittlere Spiegelbreite eines Berechnungsabschnittes,
 h_0, h_u, h_m flußaufwärtige, flußabwärtige, mittlere Wassertiefe eines Berechnungsabschnittes,
 $\Delta h = h_u - h_0$
 $1:n$ Böschungsneigung des Trapezprofils,
 $m = \frac{b_E - b_A}{L}$ Öffnungsverhältnis des divergenten Gerinnes,
 k kritische Tiefe,
 x^*, k^* Abszisse und Wassertiefe des kritischen Punktes,
 F Fließquerschnitt,
 F_0, F_u, F_m flußaufwärtiger, flußabwärtiger, mittlerer Fließquerschnitt eines Berechnungsabschnittes,
 α Neigungswinkel der Gerinnesohle zur Horizontalen,
 i Längsgefälle des Gerinnes. Bei mäßig geneigter Sohle kann gesetzt werden $i = \tan \alpha$, bei großer Neigung ist $i = \sin \alpha$ anzunehmen,
 Q Fließmenge im Kanal,
 Q_0, Q_u, Q_m Fließmenge am oberen, unteren Abschnitts-ende bzw. mittlere Fließmenge,
 Q_A, Q_E Fließmenge am Anfang und am Ende der Zuwachsstrecke,
 q seitliche Zulaufmenge (Überfallmenge) auf die Längseinheit. Allgemein: $q = dQ/dx$,
 v Wassergeschwindigkeit,
 I Reibungsgefälle; bei Anwendung der Formel von Manning-Strickler ist mit K als Rauigkeitszahl, p als benetztem Umfang und $R = F/p$
 $I = \frac{v^2}{K^2 \cdot R^{4/3}}$,
 W Wasserdruck auf den Fließquerschnitt,
 W_0, W_u Wasserdruck auf den oberen bzw. den unteren Begrenzungsquerschnitt einer Teillänge,
 $\bar{W}$ Wandreaktion einer Gerinneverbreiterung, gerechnet in Richtung der Gerinneachse,
 g Schwerebeschleunigung,
 γ spezifisches Gewicht des Wassers.

Der Impulssatz, angewandt auf das in Abb. 2 dargestellte Stromelement, lautet:

$$S_0 - S_u + \bar{W} + G \cdot i - R = 0. \quad (1)$$

Hierin sind die Größen S_0 und S_u als Summen aus Wasserdruck und Bewegungsgröße bestimmt:

$$S_0 = W_0 + \frac{\gamma \cdot Q_0 \cdot v_0}{g} \quad \text{bzw.} \quad S_u = W_u + \frac{\gamma \cdot Q_u \cdot v_u}{g}. \quad (2)$$

$G \cdot i$ ist die Gewichtskomponente in Fließrichtung, $\bar{R}$ die Reibungskraft, $\bar{W}$ die Wandreaktion der Gerinneerweiterung (Abb. 2).

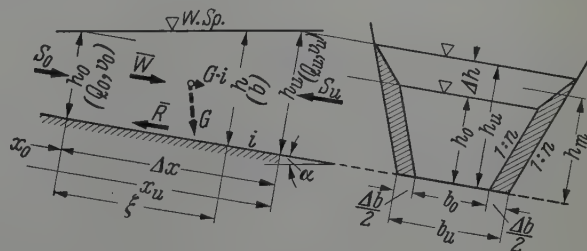


Abb. 2.

Bei geradlinigem Spiegelverlauf zwischen den Tiefen h_0 und h_u ergibt sich der Wasserdruck auf die Seitenwänden, also auch die Wandreaktion, zu

$$\bar{W} = \int \frac{h^2}{2} \cdot \gamma \cdot db.$$

Nun ist

$$h = h_0 + \Delta h \cdot \frac{\xi}{\Delta x}, \quad \text{oder, da} \quad \frac{\xi}{\Delta x} = \frac{b - b_0}{\Delta b},$$

$$h = h_0 + (b - b_0) \cdot \frac{\Delta h}{\Delta b},$$

und, wenn $\frac{\Delta h}{\Delta b} = \varrho$ gesetzt wird,
$$h = h_0 + \varrho \cdot (b - b_0).$$

Damit wird

$$\bar{W} = \int_{b_0}^{b_u} \frac{\gamma}{2} \cdot [h_0 + \varrho \cdot (b - b_0)]^2 \cdot db = \frac{\gamma}{2} \cdot \left\{ \frac{\varrho^2}{3} \cdot (b_u^3 - b_0^3) + \varrho \cdot (h_0 - \varrho b_0) \cdot (b_u^2 - b_0^2) + (h_0 - \varrho b_0)^2 (b_u - b_0) \right\} \quad (3)$$

Grundsätzlich steht nichts im Wege, diesen komplizierten Ausdruck in die weiteren Entwicklungen einzuführen. Indessen kann man sich an Hand von Zahlenbeispielen davon überzeugen, daß die einfachere Näherungsformel

$$\bar{W} = \gamma \cdot \Delta b \cdot \frac{h_m^2}{2} \quad (4)$$

völlig ausreicht, weshalb im folgenden nur sie verwendet wird.

Die Gewichtskomponente kann mit $F_m = 1/2 \cdot (F_0 + F_u)$ geschrieben werden:

$$G \cdot i = \gamma \cdot F_m \cdot \Delta x \cdot i \quad (5)$$

und die Reibungskraft

$$\bar{R} = \gamma \cdot F_m \cdot \Delta x \cdot I_m \quad (6)$$

wobei, z. B. bei Verwendung der Manning-Strickler-Formel,

$$I_m = \frac{v_m^2}{K^2 \cdot R_m^{4/3}} \text{ mit } v_m = \frac{Q_m}{F_m} \text{ und } R_m = \frac{F_m}{p_m}.$$

Mit den Gl. (2), (4), (5) und (6) erhalten wir aus Gl. (1)

$$D = W_0 - W_u + \frac{\gamma}{g} \cdot Q_0 \cdot v_0 - \frac{\gamma}{g} \cdot Q_u \cdot v_u + \gamma \cdot \Delta b \cdot \frac{h_m^2}{2} + \gamma \cdot F_m \cdot \Delta x \cdot (i - I_m) = 0. \quad (7)$$

Diese Gleichung kann bereits ohne weitere Umformung zur stückweisen Berechnung der Spiegellinie verwendet werden. Sie gilt für eine beliebige Längsveränderlichkeit der Wassermenge und Sohlenbreite und für beliebiges (längsveränderliches) Sohlengefälle. Sie setzt, wegen des Ansatzes Gl. (4), lediglich voraus, daß die Böschungsneigung des Trapezprofils unverändert bleibt.

Ist ein Punkt der Spiegellinie, z. B. der im Querschnitt x_u bekannt, so sind es auch $h_u, Q_u, F_u, b_u, R_u, W_u$. Nun nimmt man x_0 an, für das sofort gegeben sind b_0, Q_0, i und Δb . Für ein probeweise geschätztes h_0 erhält man dann F_0, v_0, W_0, h_m, F_m . Jetzt kann man prüfen, ob hierfür Gl. (7) erfüllt ist. Trifft dies zu, so war h_0 richtig angenommen; im anderen Fall ist es zu verändern, und die Rechnung muß wiederholt werden. — Für die Durchführung derartiger Ermittlungen empfiehlt sich das folgende Rechenschema, das in der Reihenfolge der eingetragenen Ziffern auszufüllen ist.

Die meisten Sammelrinnen haben Trapezquerschnitt mit gleichbleibender Sohlen- und Böschungsneigung. Ihre

Wasserführung beginnt am oberen Ende der Zuwachsstrecke mit Null und wächst linear um den Betrag q je Längsenmeter an. Für solche Fälle läßt sich eine Differentialgleichung der Spiegellinie wie folgt ableiten:

Nach den früher angeführten Beziehungen kann man schreiben:

$$S_u - S_0 = dS = \bar{W} + \gamma \cdot F \cdot dx \cdot (i - I) \text{ oder} \\ dS = \gamma \cdot db \cdot \frac{h^2}{2} + \gamma \cdot (bh + nh^2) \cdot (i - I) \cdot dx \quad (8)$$

und, da $db = m \cdot dx$,

$$\frac{dS}{dx} = \gamma \cdot m \cdot \frac{h^2}{2} + \gamma \cdot (bh + nh^2) \cdot (i - I). \quad (9)$$

Andererseits ist nach Gl. (2)

$$S = \gamma \cdot \frac{h^2}{6} \cdot (3b + 2nh) + \frac{\gamma \cdot Q^2}{g \cdot (bh + nh^2)}, \quad (10)$$

woraus sich ein weiterer Ausdruck für dS/dx finden läßt. Es ist

$$\frac{dS}{dx} = \frac{\partial S}{\partial Q} \cdot \frac{dQ}{dx} + \frac{\partial S}{\partial b} \cdot \frac{db}{dx} + \frac{\partial S}{\partial h} \cdot \frac{dh}{dx}. \quad (11)$$

Mit Hilfe von Gl. (10) erhalten wir

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial S}{\partial Q} &= \frac{2 \cdot \gamma \cdot Q}{g \cdot (bh + nh^2)}, \\ \frac{\partial S}{\partial b} &= \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - \frac{\gamma \cdot Q^2 \cdot h}{g \cdot (bh + nh^2)^2}, \\ \frac{\partial S}{\partial h} &= \gamma \cdot b \cdot h + \gamma \cdot n \cdot h^2 - \frac{\gamma \cdot Q^2}{g} \cdot \frac{b + 2nh}{(bh + nh^2)^2}. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Die Werte der Gl. (12) werden in Gl. (11) eingesetzt, außerdem wird berücksichtigt, daß $dQ/dx = q$ und $db/dx = m$ ist. Man erhält

$$\frac{dS}{dx} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot Q \cdot q}{g \cdot (bh + nh^2)} + \frac{\gamma \cdot m \cdot h^2}{2} - \frac{\gamma \cdot m \cdot Q^2 \cdot h}{g \cdot (bh + nh^2)^2} + \gamma \cdot \left\{ (bh + nh^2) - \frac{Q^2}{g} \cdot \frac{b + 2nh}{(bh + nh^2)^2} \right\} \cdot \frac{dh}{dx}. \quad (13)$$

Durch Gleichsetzen der rechten Seiten der Gleichungen (9) und (13) kann dS/dx eliminiert werden. Nach einigen Zwischenrechnungen erhalten wir schließlich die folgende Differentialgleichung der Spiegellinie

$$\frac{dh}{dx} = \frac{m \cdot Q^2 \cdot h - 2 \cdot q \cdot Q \cdot (bh + nh^2) + g \cdot (bh + nh^2)^3 \cdot (i - I)}{g \cdot (bh + nh^2)^3 - Q^2 (b + 2nh)} \quad (14)$$

Nun werden noch die Beziehungen eingeführt $Q = x \cdot q$, $bh + nh^2 = F$ und $b + 2nh = B$. Dann ist

$$\frac{dh}{dx} = \frac{m \cdot q^2 \cdot x^2 \cdot h + g \cdot F^3 \cdot (i - I) - 2 \cdot q^2 \cdot x \cdot F}{g \cdot F^3 - q^2 \cdot x^2 \cdot B} \quad (15)$$

Für das obere Ende der Zuwachsstrecke, d. h. $x = 0$, geht Gl. (15) mit $I(0) = 0$ über in

$$\left. \frac{dh}{dx} \right|_{x=0} = i,$$

die Spiegeltangente am oberen Ende des Überfalles ist somit horizontal.

Rechenschema zu Gl. (7)

x	$\Delta x = x_u - x_0$	b	$\Delta b = b_u - b_0$	Q	h	$F = bh + nh^2$	$v = Q/F$	$p = b + 2h \sqrt{1+n^2}$	$Q_m = \frac{1}{2} (Q_0 + Q_u)$	$F_m = \frac{1}{2} (F_0 + F_u)$	$h_m = \frac{1}{2} (h_0 + h_u)$	$p_m = \frac{1}{2} (p_0 + p_u)$	$R_m = F_m/p_m$	$v_m = Q_m/F_m$	$I_m = \frac{v_m^2}{K^2 R_m^{4/3}}$	i	$i - I_m$	$W = \frac{h_m^2}{6} (3b + 2nh) \cdot \gamma$	$\gamma \cdot Q \cdot v/g$	$\bar{W} = \gamma \cdot \Delta b \cdot \frac{h_m^2}{2}$	$\gamma \cdot F_m \cdot \Delta x (i - I_m)$	D nach Gl. (7) [soll. D=0]
1	12	2	14	3	4	5	6	7	20	21	22	23	24	25	26	27	28	8	9	10	32	33
11	35	13	37	15	16	17	18	19	43	44	45	46	47	48	49	50	51	29	30	31	55	56
34		36		38	39	40	41	42										52	53	54		

Zur schrittweisen Berechnung ist Gl. (15) in endlicher Form zu schreiben:

$$\Delta h = \Delta x \cdot \frac{m \cdot q^2 \cdot x_m^2 \cdot h_m + g \cdot F_m^3 \cdot (i - I_m) - 2 \cdot q^2 \cdot x_m \cdot F_m}{g \cdot F_m^3 - q^2 \cdot x_m^2 \cdot B_m} \quad (16)$$

und es ist dann wie folgt vorzugehen:

Ausgehend von einem bestimmten Spiegelpunkt, der z. B. durch x_u und h_u gegeben sei, wird für eine angenommene obere Begrenzungsabszisse x_0 die Tiefe h_0 probe-weise angenommen. Damit liegen auch fest b_0, p_0, F_0, B_0 , und man kann damit die Mittelwerte der Gl. (6) bilden und diese selbst auswerten. Zur Kontrolle der angenommenen Tiefe h_0 ergibt sich nun ein rechnerischer Wert $h_0 = h_u - \Delta h$. Besteht zwischen angenommenem und berechnetem Wert keine ausreichende Übereinstimmung, dann ist die Rechnung für ein verbessertes h_0 zu wiederholen. — Ist h_0 gegeben und h_u gesucht, schreitet also die Rechnung flussabwärts fort, so ist analog vorzugehen. Zum Schluß ergibt sich $h_u = h_0 + \Delta h$. — Für die praktische Durchführung empfiehlt sich das folgende Rechenschema. Die Rechengenauigkeit sollte möglichst groß sein (Rechenmaschine!).

Rechenschema zu Gl. (16)

x	$\Delta x = x_u - x_0$ h angenommen						b	$F = b h + n h^2$	$B = b + 2 n h$	$p = \frac{b + 2 h}{1 + n^2}$	$F_m = \frac{1}{2} (F_0 + F_u)$	$x_m = \frac{1}{2} (x_0 + x_u)$	$p_m = \frac{1}{2} (p_0 + p_u)$	$R_m = \frac{F_m}{p_m}$	$v_m = \frac{x_m \cdot q}{F_m}$	$I_m = \frac{v_m^2}{K^2 R_m^{4/3}}$	i	$i - I_m$	$h_m = \frac{1}{2} (h_0 + h_u)$	$B_m = \frac{1}{2} (B_0 + B_u)$	$m \cdot q^2 \cdot x_m \cdot h_m$	$g \cdot F_m^3 \cdot (i - I_m)$	$- 2 \cdot q^2 \cdot x_m \cdot F_m$	$g \cdot F_m^3$	$- q^2 \cdot x_m \cdot B_m$	Δh nach Gl. (16)	$h_u = h_0 + \Delta h$ bzw. $h_0 = h_u - \Delta h$ [h berechnet]
1	2	3	4	5	6	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	7					
8	9	10	11	12	13	14	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	31				
32	33	34	35	36	37	38																					55

Aus den Gl. (7) bzw. (16) gehen auch Formeln für alle Sonderfälle hervor. $m = 0$ gilt für prismatische Gerinne, d. h. unveränderliche Sohlenbreite, $n = 0$ für Rechteckprofile.

Für die Berechnung von Spiegellinien der hier behandelten Art zeigt sich auch die von Favre [1] angegebene Formel brauchbar, die, obwohl ursprünglich nicht unmittelbar für das divergente Gerinne abgeleitet, sich wegen der Art ihrer Entwicklung auch für unseren Fall eignet. Die Formel lautet:

$$\Delta h = \Delta x \cdot (i - I_m) - \frac{v_u^2 - v_0^2}{2 g} - \frac{Q_u^2 - Q_0^2}{2 g \cdot F_m^3} \quad (17)$$

Darin ist, entsprechend der flussabwärts gerichteten positiven Abszissenachse, $\Delta h = h_u - h_0$ und $\Delta x = x_u - x_0$. Rechnet man entgegen der Fließrichtung, so ist h_u bekannt und für ein gewähltes x_0 gesucht die Tiefe $h_0 = h_u - \Delta h$. Rechnet man dagegen in der Fließrichtung, dann ist h_0 gegeben und $h_u = h_0 + \Delta h$ durch Probieren zu suchen. — Kann die Reibung vernachlässigt werden, so ist in der Gl. (17) $I_m = 0$ zu setzen. — Für die Durchführung der Zahlenrechnung eignet sich folgendes Rechenschema.

Rechenschema zu Gl. (17)

x	$\Delta x = x_u - x_0$	b	Q	h angenommen	F	p	$F_m = \frac{1}{2} (F_0 + F_u)$	$p_m = \frac{1}{2} (p_0 + p_u)$	$Q_m = \frac{1}{2} (Q_0 + Q_u)$	$R_m = F_m / p_m$	$v_m = Q_m / F_m$	$I_m = \frac{v_m^2}{K^2 R_m^{4/3}}$	i	$i - I_m$	$\Delta x (i - I_m)$	$v = Q / F$	$v^2 / 2 g$	$\frac{v_u^2 - v_0^2}{2 g}$	Q^2	$Q_u^2 - Q_0^2$	$\frac{Q_u^2 - Q_0^2}{2 g \cdot F_m^3}$	Δh nach Gl. (17)	h berechnet: $h_u = h_0 + \Delta h$ bzw. $h_0 = h_u - \Delta h$
1		2	3	4	5	6	18	19	20	21	22	23	24	25	26	7	8	29	9	31	32	33	10
11	36	13	14	15	16	17	42	43	44	45	46	47	48	49	50	27	28	53	30	55	56	57	34
35		37	38	39	40	41										51	52	54				58	

Während Gl. (16) an die Bedingung konstanten Einheitsabflusses über das Wehr, also linear von Null aus anwachsende Gerinnwasserführung gebunden ist, sind die Gl. (7) und (17) auch für einen beliebigen Wassermengenverlauf gültig. Handelt es sich z. B. nicht um den Ausfluß aus einem großen Staubecken, sondern um die Abfuhr von Überschußwasser aus einem Werkgraben, so ändert sich die Fließmenge im Sammelgerinne nicht mehr linear, weil hier der Oberwasserspiegel am Überfall nicht parallel zur Wehrkronen verläuft.

Bei praktischen Berechnungen kann, wie verschiedenen Orts ausgeführt worden ist, sehr oft die Reibung vernachlässigt werden. Dann ist $K = \infty$ zu setzen, und es tritt eine wesentliche Vereinfachung der Rechenarbeit ein. Die Vernachlässigung der Reibungseinflüsse ist um so eher gerechtfertigt, als es sich meist um verhältnismäßig kurze Gerinne handelt und als durch die gleichzeitige Vernachlässigung der dem Überfallwasser innewohnenden Bewegungsgröße eine gegensinnige Beeinflussung der Spiegellage, also ein gewisser Ausgleich eintritt.

Wie schon erwähnt wurde, muß die Berechnung einer Spiegellinie nach den angegebenen Verfahren stets von

einem bekannten Punkt ausgehen. In Übereinstimmung mit gewissen Versuchsergebnissen wurde lange Zeit ohne nähere theoretische Begründung am unteren Ende der Zuwachsstrecke die kritische Tiefe angenommen. Diese Annahme trifft aber nicht in allen Fällen zu, wie die folgenden Untersuchungen zeigen, die auf das divergente Trapezprofil abgestellt sind. In einem in größerem Gefälle liegenden Sammelkanal tritt vielmehr, bei ausreichender Länge der Zuwachsstrecke, innerhalb derselben an einer bestimmten Stelle, dem kritischen Punkt, ein Fließwechsel vom Strömen zum Schießen ein.

Wir greifen auf die Gleichungen (9) und (11) zurück, aus denen sich Tiefe und Lage des kritischen Punktes ableiten lassen, wo sich das Wasser im Grenzzustand befindet, also mit kritischer Tiefe und Geschwindigkeit abfließt.

$$\frac{dS}{dx} = \gamma \cdot m \cdot \frac{h^2}{2} + \gamma \cdot (b h + n h^2) \cdot (i - I), \quad (9)$$

$$\frac{dS}{dx} = \frac{\partial S}{\partial Q} \cdot \frac{dQ}{dx} + \frac{\partial S}{\partial b} \cdot \frac{db}{dx} + \frac{\partial S}{\partial h} \cdot \frac{dh}{dx} \quad (11)$$

Die partiellen Ableitungen $\partial S / \partial Q$ und $\partial S / \partial b$ sind durch Gl. (12) gegeben. Was den Wert $\partial S / \partial h$ betrifft, so ist zu beachten, daß sich das Wasser im kritischen Punkt im Grenz-

zustand befindet. Für diesen ist aber bekanntlich kennzeichnend, daß $S = W + \gamma \cdot Q \cdot v/g$ einen Kleinstwert annimmt, so daß $\partial S/\partial h = 0$ sein muß.

Gl. (11) nimmt somit die Form an:

$$\frac{dS}{dx} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot Q}{g \cdot (b h + n h^2)} \cdot \frac{dQ}{dx} + \gamma \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{Q^2 \cdot h}{g \cdot (b h + n h^2)^2} \right) \cdot \frac{db}{dx} + 0. \quad (18)$$

Durch Vereinigung von (9) und (18) wird dS/dx eliminiert, und es ergibt sich, mit $dQ/dr = q$ und $db/dx = m$, nach einigen Zwischenrechnungen:

$$i - I = \frac{h}{Q} \cdot \left\{ \frac{2 \cdot q}{g \cdot h} \cdot \frac{Q^2}{(b h + n h^2)^2} - \frac{m \cdot Q}{g \cdot (b h + n h^2)} \cdot \frac{Q^2}{(b h + n h^2)^2} \right\}. \quad (19)$$

Für den kritischen Punkt, dessen Koordinaten wir bestimmen wollen, gilt die Bedingung: Fließgeschwindigkeit = Wellengeschwindigkeit, also

$$\frac{Q}{b h + n h^2} = \sqrt{g \cdot \frac{b h + n h^2}{b + 2 n h}} \quad \text{oder} \quad \frac{Q^2}{(b h + n h^2)^2} = g \cdot \frac{b h + n h^2}{b + 2 n h}. \quad (20)$$

Führt man diese Beziehung in Gl. (19) ein und ersetzt den Wert h durch die kritische Tiefe k^* , so erhalten wir die Gleichung

$$i = \frac{k^*}{Q \cdot (b + 2 n k^*)} \cdot \{ 2 q \cdot (b + n k^*) - m \cdot Q \} + I, \quad (21)$$

mit der es verhältnismäßig einfach ist, den kritischen Punkt aufzufinden. Man nimmt zunächst probeweise verschiedene Abszissen x an, für die sofort festliegen die Werte $b = b_A + m \cdot x$ und $Q = q \cdot x$. Die zugehörigen kritischen Tiefen können aus der bekannten Beziehung gefunden werden:

$$k^* = \frac{1}{b + n \cdot k^*} \cdot \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g} \cdot (b + 2 n k^*)} \quad (22)$$

und hierzu, etwa durch Anwendung der Formel von Manning-Strickler, die Reibungsgefälle I in den Querschnitten x . Nunmehr kann man aus Gl. (21) die Werte i finden. Jenes $x = x^*$ ist zutreffend, bei dem i mit dem Gerinnegefälle übereinstimmt. Kann man die Reibung vernachlässigen, so wird $I = 0$ gesetzt, und die Rechnung vereinfacht sich dementsprechend.

Fällt die kritische Abszisse in die Überlauflänge L , so tritt der Fließwechsel innerhalb der Zuwachsstrecke ein. Die Spiegelberechnung ist dann, ausgehend vom kritischen Punkt mit den Koordinaten k^* und x^* , nach einem der angegebenen Verfahren in flussaufwärtiger und flussabwärtiger Richtung durchzuführen. Ist dagegen $x^* > L$, so hat der kritische Punkt keine praktische Bedeutung, und die kritische Tiefe ist am unteren Ende des Überlaufes anzunehmen [3, 6].

Gl. (21) gilt in dieser Form nur für konstanten Einheitserguß über das Wehr, also für Sammelgerinne, die aus einem größeren Becken gespeist werden. Bei Entlastungsüberfällen an Werkkanälen ändern sich dagegen Überfallhöhe und Einheitserguß mit der Länge. Will man Gl. (21) auch in diesem Fall verwenden, so muß q durch seinen ursprünglichen Wert $q = dQ/dx$ ersetzt werden, der sich aus der Wassermengenverteilung über der Überfallkrone ergibt. Man hat also zu schreiben

$$i = \frac{k^*}{Q \cdot (b + 2 n k^*)} \cdot \left\{ 2 \cdot \frac{dQ}{dx} \cdot (b + n k^*) - m \cdot Q \right\} + I. \quad (23)$$

Im übrigen ergibt sich auch Q aus der Abflußverteilung entlang dem Überfall.

Im folgenden seien einige *Sonderfälle* erwähnt.

Prismatisches Trapezgerinne. In Gl. (21) ist $m = 0$ zu setzen. Man erhält:

$$i = \frac{2 \cdot k^* \cdot q \cdot (b + n k^*)}{Q \cdot (b + 2 n k^*)} + I. \quad (24)$$

Hieraus wird, bei Verwendung von Gl. (20),

$$\frac{g \cdot (i - I)^2}{4 \cdot q^2} = \frac{1}{(b k^* + n k^{*2}) \cdot (b + 2 n k^*)}. \quad (25)$$

Gl. (25) kann direkt nach k^* aufgelöst werden. Zur Ermittlung der kritischen Abszisse x^* benutzen wir Gl. (21), in der wir $m = 0$ und $Q = q \cdot x^*$ setzen:

$$i - I = \frac{k^*}{q \cdot x^* \cdot (b + 2 n k^*)} \cdot 2 q \cdot (b + n k^*), \quad \text{woraus} \quad x^* = \frac{2 k^*}{i - I} \cdot \frac{b + n k^*}{b + 2 n k^*}. \quad (26)$$

Divergentes Rechteckgerinne. Hierfür ist $n = 0$ zu setzen, und man erhält aus Gl. (21)

$$i - I = \frac{k^*}{Q} \cdot \left(2 q - \frac{m \cdot Q}{b} \right), \quad (27)$$

eine Formel, die schon von Citrini [3] aufgestellt wurde.

Prismatisches Rechteckgerinne. In den Gl. (25) und (26) ist $n = 0$ zu setzen. Dann geht hervor aus Gl. (25)

$$k^* = \frac{4 \cdot q^2}{g \cdot b^2 \cdot (i - I)^2} \quad (28)$$

und aus Gl. (26)

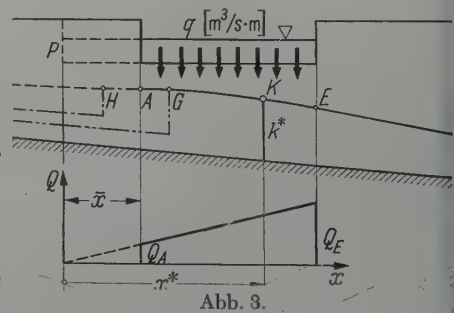
$$x^* = \frac{2 \cdot k^*}{i - I}. \quad (29)$$

Auch diese beiden letzten Gleichungen gehen auf Citrini [3] zurück, der sie für $I = 0$ ableitete (s. auch [6]).

Mit Hilfe der Beziehungen (21), (26), (27) und (29) kann man, namentlich bei Vernachlässigung der Reibung, in sehr einfacher Weise feststellen, ob entlang dem Überfall ein Fließwechsel zu erwarten ist. Man setzt $x^* = L$ und für b , Q und k^* die im Endquerschnitt der Zuwachsstrecke gültigen Werte und findet damit jenes Grenzgefälle i^* , bei dem der kritische Punkt genau am unteren Ende der Zuwachsstrecke liegen würde. Ist das vorhandene i größer als i^* , so findet der Fließwechsel in der Zuwachsstrecke statt; ist i jedoch kleiner als i^* , dann tritt überhaupt kein Fließwechsel entlang dem Überfall ein, und die kritische Tiefe ist an seinem unteren Ende zu erwarten.

Die bisherigen Erörterungen setzten voraus, daß die anfängliche Fließmenge im Kanal $Q_A = 0$ ist. Man kann die angegebenen Verfahren zur Bestimmung des kritischen Punktes aber in manchen Fällen auch dann noch verwenden, wenn $Q_A > 0$.

Gemäß Abb. 3 kann man sich den gleichmäßigen seitlichen Zulauf flussaufwärts so weit fortgesetzt denken, bis die Anfangswassermenge auf Null zurückgegangen ist. Dies bedeutet eine gedachte Verlängerung



des Überfalles um das Maß $\bar{x} = Q_A/q$. Der Anfangspunkt des Sammelgerinnes wird dadurch bis zum Punkt P flussaufwärts gerückt, von dem aus nunmehr die Abszissen x gezählt werden. Auf dieser Grundlage kann nun die Untersuchung in der bekannten Weise geführt werden, unter der Voraussetzung allerdings, daß der kritische Punkt K einmal in die Zuwachsstrecke L fällt und daß er außerdem auch noch unterhalb eines eventuell bei G entstehenden Wechselsprungs liegt. Von K ausgehend wird die Spiegellinie alsdann in flussabwärtiger und flussaufwärtiger Richtung schrittweise ermittelt. Bei ihrer weiteren Verfolgung flussaufwärts ist wesentlich, ob die Zulaufmenge Q_A im Sammelgerinne strömt oder schießt. Liegt strömendes Wasser vor, dann

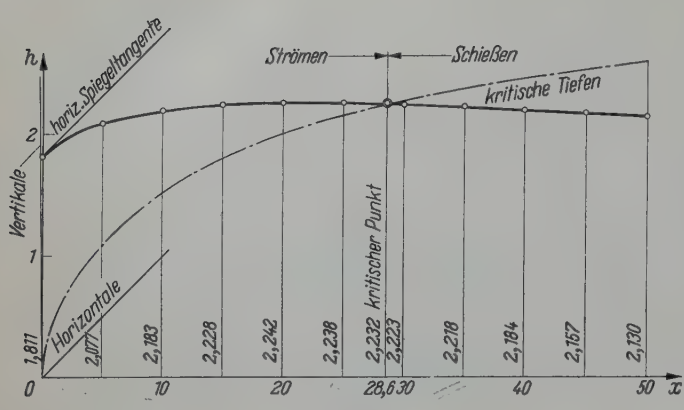


Abb. 4.

Durch Interpolation wurde festgestellt, daß Gl. (21) erfüllt wird für $x = 28,6$ m, was in der vorstehenden Tabelle auch noch rechnerisch überprüft ist. Der Fließwechsel tritt

also ein bei $x^* = 28,6$ m und der Wassertiefe $k^* = 2,232$ m. Von diesem Punkt aus wird nun, unter Verwendung von Gl. (16), flußaufwärts bis $x = 0$ und flußabwärts bis $x = 50$ gerechnet. Die ermittelten Tiefen gehen aus der letzten Spalte der Tabelle auf S. 459 hervor. Bei Verwendung von Gl. (7) oder (17) erhält man, bis auf geringfügige Differenzen, die gleichen Ergebnisse. — In Abb. 4 ist der berechnete Spiegellängenschnitt zeichnerisch dargestellt.

Literatur

1. H. Favre: Contribution à l'étude des courants liquides, Zürich 1933.
2. G. de Marchi: Canali con portata progressivamente crescente L'Energia Elettrica 18 (1941), S. 351.
3. D. Citrini: Canali rettangolari con portata e larghezza gradualmente variabili, L'Energia Elettrica 19 (1942).
4. J. Frank: Der Spiegelverlauf in Gerinnen mit flußabwärts zunehmender Wasserführung, Der Bauingenieur 24 (1949), S. 353.
5. F. Sassoli: Canali collettori laterali a forte pendenza L'Energia Elettrica 36 (1959), S. 26.
6. G. L. Gusberti: Canali collettori di sfioratori da laghi artificiali. Studio del profilo liquido. L'Energia Elettrica 36 (1959), S. 442.

Über den Wasserkraftausbau in Indien

Von Prof. Dr.-Ing. P. Franke, Techn. Hochschule München
(Fortsetzung und Schluß aus Heft 7 (1960) S. 254)

DK 627.8 : 621.311.21 : 621.221 : 626.80 (540)

Hirakud Projekt

Etwa 15 km oberstrom von Sampalpur, im gleichnamigen Distrikt des Staates Orissa, liegt am Mahanadi-Fluß die Hirakud-Sperre. Sie ist rd. 4700 m lang und in verschiedenen Bauwerke, Erddämme und massive Mauern (Bruchstein und Beton), unterteilt. Bei Vollstau hat der See

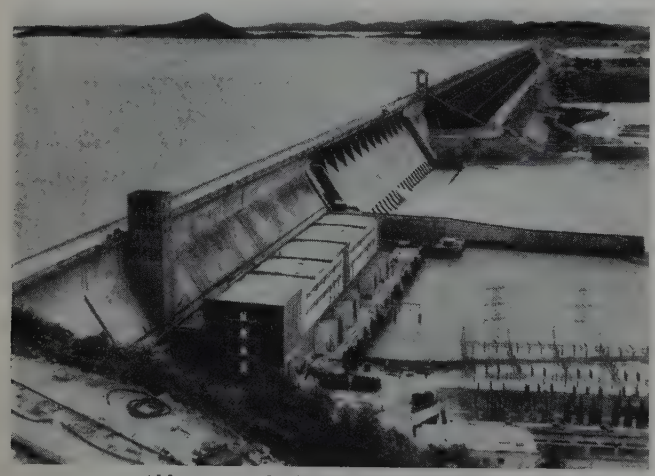


Abb. 21. Hirakud-Sperre mit Kraftwerk.



Abb. 22. Baustelle Chiplima.

eine Spiegelfläche von 740 km². Der Gesamtinhalt beträgt $8,15 \times 10^9$ m³, wovon 71,5 % Nutzinhalt sind.

Das Sperrenkraftwerk liegt am rechten Ufer (Abb. 21). Im ersten Bauabschnitt wurden $2 \times 24\,000$ kW und $2 \times 37\,500$ kW, zusammen also 123 000 kW installiert. Für den zweiten Abschnitt des Ausbaus sind noch $3 \times 37\,500$ kW vorgesehen, so daß im Endausbau insgesamt 235 500 kW zur Verfügung stehen werden.

Im Zuge des Unterwasserkanales ist 25 km unterstrom das Chiplima-Kraftwerk für $4 \times 24\,000$ kW = 96 000 kW im Bau (Abb. 22). Vorerst werden 3 Einheiten installiert.

Bewässert wird zunächst ein Gebiet von rd. 2700 km². Eine wesentliche Vergrößerung ist möglich.

Umtru Projekt

Der Umtru-Fluß entspringt bei Shillong, der Hauptstadt des Staates Assam, auf der NW-Seite der Naga Hills. In seinem Mittellauf befinden sich oberstrom von Burnihat (etwa 35 km südlich von Gauhati) auf 1,5 km Länge einige Abstrürze mit einem gesamten Höhenunterschied von 52 m. Der Gedanke zur Ausnutzung dieser Wasserkräfte wurde schon im Jahre 1922 gefaßt; die Detailplanung für das Projekt ist jedoch erst 1946 in Angriff genommen worden. Es ist die erste Wasserkraftanlage am Umtru (Abb. 23). Das Einzugsgebiet ist 955 km² groß.

Abb. 23.
Lageplanskizze
der Wasserkraft-
anlage
am Umtru-Fluß.



Im Jahre 1953 wurden Zufahrt und Unterkünfte angelegt, so daß 1954 mit dem Bau von Sperre und Stollen und im Jahre 1955 mit dem Krafthaus begonnen werden konnte.

Die gemauerte Sperre ist maximal 24 m hoch und hat 148 m Kronenlänge, wovon 107 m als Hochwasserüberfälle ausgebildet sind. Der Beckeninhalt ist so bemessen, daß zur Niederwasserzeit bis zu 5,7 m³/s entnommen werden können.

Die Triebwasserzuleitung besteht im oberen Teil aus zwei Stollen von 832,0 m und 252,5 m Länge mit Korbbogenquerschnitt und $D = 3,05$ m, zwischen denen eine 213,8 m lange Rohrstrecke eingeschaltet ist. Im zweiten

⁷ Die Wasserwirtschaft 48 (1957/58), Nr. 9, S. 245.

Abb. 25. Lageplan des Jaldhaka Projektes.

heiten installiert werden. Die Fallhöhen liegen zwischen 171,4 m und 165,3 m. Von Chalsa wird der Strom in die Distrikte Jalpaiguri im Süden, Cooch-Bihar im Südosten und Darjeeling im Nordwesten verteilt. Die Energieabnahme erfolgt vorwiegend durch die Betriebe der Teeplantagen. Deren Bedarf ist am größten während der Sommermonate, also außerhalb der Niedrigwasserzeit. Aus diesem Grunde genügt auch der kleine Speicherraum.

Die Oberstufe der drei Anlagen ist mit gleicher Leistung projektiert, während die Unterstufe etwa $\frac{2}{3}$ der vorgenannten Leistung haben wird.

Das Jaldhaka-Projekt⁸ stellt die erste bedeutende Wasserkraftnutzung in Bengalen dar. Damit wird die Industrialisierung des bisher wenig erschlossenen nördlichen Teiles dieses Staates eingeleitet.

Chambal Projekt

Die Gandhisagar-Sperre (Abb. 28) am Chambal liegt 8 km stromabwärts der Festung Chaurasigarh, nahe der Bahnstation Jhalwar Road, in Madhya Pradesh. Es ist eine gerade Gewichtsmauer aus Bruchstein von 512,0 m Länge,



Abb. 28. Die Gandhisagar-Sperre im Bauzustand.

64,6 m Höhe und 725 000 m³ Volumen. Der Speichereinhalte beträgt $7,065 \times 10^9$ m³; Die Seefläche ist 663 km² groß. Im Kraftwerk werden vier Maschinensätze zu 23 000 kW = 92 000 kW installiert. Die Arbeiten wurden 1953 aufgenommen und sollen, einschließlich eines Bewässerungsprojektes, bis 1961/62 abgeschlossen sein.

Rihand Projekt

Bei Pipri (Mirzapur-Distrikt) im Südtail von Uttar Pradesh wurde am Rihand-Fluß die gleichnamige Gewichts-

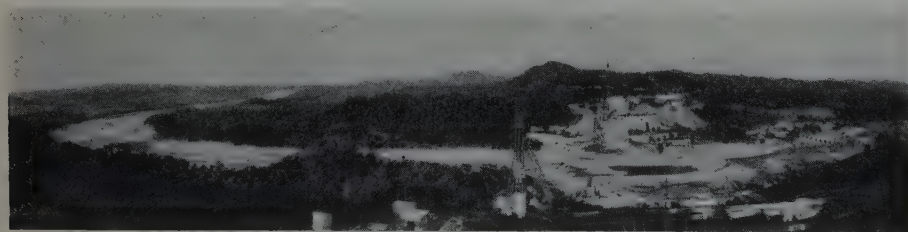


Abb. 29. Blick vom rechten Ufer über die Rihand-Baustelle.

staumauer in Beton ausgeführt (Abb. 29). Sie hat eine Kronenlänge von 991,8 m und eine Höhe von 82,6 m. Der Stausee hat $10,6 \times 10^9$ m³ Inhalt und eine Wasserfläche von 466 km². Das Krafthaus für 5×50 000 kW = 250 000 kW installierter Leistung liegt unmittelbar an der Sperre. Die Fertigstellung der Anlage (Abb. 30) ist für 1961/62 vorgesehen. Die Baukosten, einschließlich der Hochspannungsleitungen, werden mit 452,6 Mill. Rs angegeben.

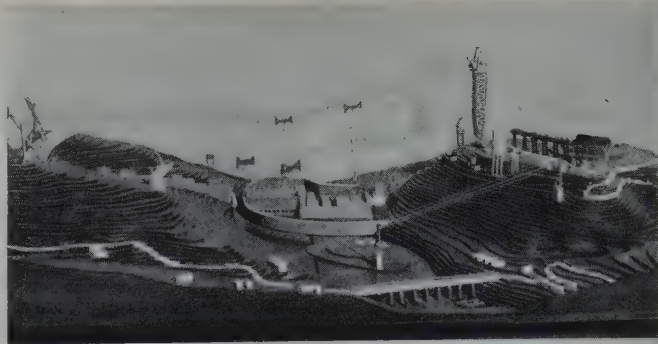


Abb. 30. Modell der Anlage Rihand.

Yamuna Projekt

Die Anlage am Oberlauf des Yamuna-Flusses in Uttar Pradesh wird für insgesamt 171 000 kW ausgelegt. Ab 1960/61 sollen davon 51 000 kW für die Energieerzeugung im ersten Teilbetrieb zur Verfügung stehen.

Mayurakshi Projekt

Bei Massanjore, etwa 32 km nordwestlich Suri (Birbhum-Distrikt) in Bihar, liegt die Massanjore- oder Canada-Sperre am Mor- oder Mayurakshi-Fluß. Die Gewichtsmauer (Bruchstein) ist 661,5 m lang und 47,5 m hoch. Die Überfallbreite der Entlastungsanlage beträgt 225,5 m. In 32 km Entfernung befindet sich flussabwärts das 308,8 m lange Tilpara-Wehr. Für die Bewässerung von 2915 km² in West-Bengal und 100 km² in Bihar zweigen am Wehr auf beiden Ufern je ein 120 km langer Hauptkanal und ein weiterer Kanal am Stausee ab. Das gesamte Kanalsystem ist 1300 km lang. Zudem wurde ein Kraftwerk mit 4000 kW installierter Leistung errichtet. Die Arbeiten sind in den Jahren 1946—1956 durchgeführt worden. Baukosten: 161 Mill. Rs.

Bhakra-Nangal Projekt

Bei Nangal (Hoshiarpur-Distrikt) in Punjab durchbricht der Sutlej-Fluß die etwa 600 m hohe südlichste Kette des Himalaya-Gebirges (Ramgarh Dhar rechts und Naina Devi Dhar links).

In dieser Talenge ist die Bhakra-Sperre (Abb. 31), eine gerade Gewichtsmauer von 225 m Höhe, 520 m Kronenlänge und $3,9 \times 10^6$ m³ Betonvolumen, im Bau (Abb. 32 und 33). Für den Bauzustand wurden eine 170 m lange und 65,5 m hohe Vorsperre, sowie eine 110 m lange und 40,5 m hohe Gegensperre geschüttet und ferner auf jeder Talseite ein Umleitungsstollen von rd. 800 m Länge und 15,25 m Durchmesser hergestellt. Die Baustelleneinrichtung erfolgte nach den modernsten Gesichtspunkten⁹. Der maximale Einbau betrug pro Tag 6100 m³. Am 21. August 1959 ist eine Wand im Bedienungsschacht des 820 m langen rechten Umlaufstollens gebrochen. Der Schacht befindet sich rund 245 m unterstrom des Stolleneinlaufes. Es wurden dadurch der betreffende Zugangsstollen, die Kontroll- und Kabelstollen, sowie das im Bau und in der Maschinenmontage befindliche Krafthaus geflutet. Die Wassertiefe im Stausee betrug bereits 95 m¹⁰.

Im Mittelteil der Mauer sind 4 Überfälle mit Segmentverschlüssen ($15,2 \times 11,4$ m) sowie in zwei Etagen (etwa 110 m und 80 m unter höchstem Stauspiegel) je 8 Auslässe mit 2,45 m Durchmesser angeordnet. Diese Anlagen sind für eine Gesamtabfuhr von 11 300 m³/s bemessen. Das Tosbecken ist 128 m lang.

⁹ Der Bauingenieur 32 (1957) Nr. 12, S. 476—478.

¹⁰ Indian Journal of Power and River Valley Development 9 (1959) Nr. 8, S. 35—37 und 39—40.

⁸ Die Wasserwirtschaft 50 (1960). Nr. 5, S. 134.

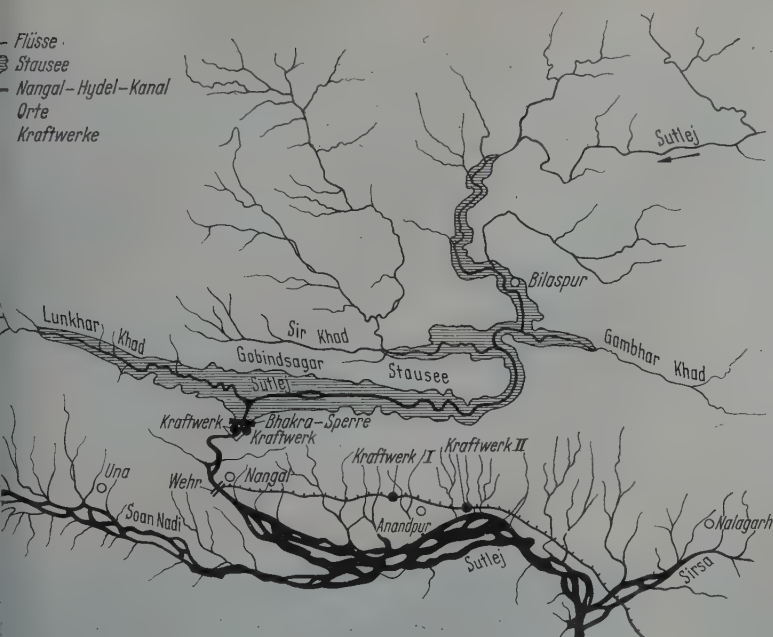


Abb. 31. Lageplan des Bhakra-Nangal Projektes.

	1. Bauabschnitt	Endausbau
Linkes Sperrkraftwerk	450 000 kW	450 000 kW
Rechtes Sperrkraftwerk	—	450 000 kW
Kanalkraftwerk Kotla	48 000 kW	80 000 kW
Kanalkraftwerk Ganguwal	48 000 kW	80 000 kW
Insgesamt	546 000 kW	1 060 000 kW

Der Nangal-Kanal und die anschließenden Hauptbewässerungskanäle haben zusammen 1050 km Länge. Die Verteilerkanäle für das 14 580 km² große Bewässerungsgebiet in Punjab und Rajasthan haben 3540 km Gesamtlänge. Eine wesentliche Vergrößerung dieses Gebietes ist vorgesehen.

Damodar Valley Projekt

Das Gebiet liegt nordwestlich von Calcutta mit dem Oberlauf im Staate Bihar und dem Unterlauf im Staate Bengalen. Der Damodar-Fluß mündet in den Hoogly oder Hooghly, den westlichen Hauptarm des Ganges. Zum 22 000 km² großen Einzugsgebiet gehören am Oberlauf noch die Flußtäler von Barakar, Konar und Gowai. Der Abfluß schwankt, wie eingangs erwähnt, sehr beträchtlich.



Abb. 32. Bhakra-Sperre: Bauarbeiten bis etwa 110 m Mauerhöhe.

Der Stausee erhält einen Inhalt von $9,12 \times 10^9$ m³, von 77,5 % Nutzwasser sind. Er hat 165 km² Wasserriegelfläche. In seinem Bereich mußten 30 000 Anwohner angesiedelt werden. Die jährlichen Spiegelschwankungen im Betrieb betragen 73 m.

An der Sperre sind 2 Krafthäuser mit je $5 \times 90\,000$ kW installierter Leistung vorgesehen. Jede Maschineneinheit hat eine eigene Zuleitung von 4,60 m Durchmesser. Die Generatoren sind die bisher größten in Asien. Zunächst wird nur das linke Kraftwerk erbaut. Unmittelbar bei Nangal befindet sich das in der Zeit von 1946 bis 1954 errichtete gleichnamige Wehr (Abbildung 34). Es ist 305 m lang, 29 m hoch und hat 26 Öffnungen zu je 11 m Weite. Der Beckeninhalt beträgt rd. $29,5 \times 10^6$ m³. In dem abfließenden Nangal-Hydel-Kanal befinden sich noch zwei Kraftwerke mit 28 m Fallhöhe. Beide Stufen, Kotla und Ganguwal, erhalten je 2 Maschinensätze zu 4 000 kW und 1 Satz zu 32 000 kW. Die Einheiten zu 32 000 kW sind in jedem Werk bereits installiert. Es steht somit folgende Leistung zur Verfügung:



Abb. 33. Bhakra-Sperre: Betonierungsarbeiten im Bereich zwischen unterem Teil des Überlaufrückens und Tosbecken.



Abb. 34. Das Nangal-Wehr.

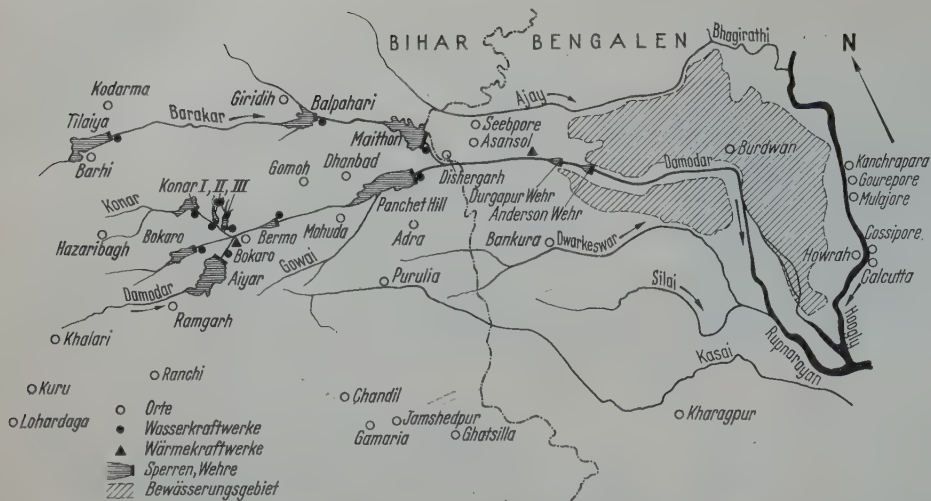


Abb. 35. Übersichtsplan des Damodar Valley-Projektes.

Anlage von mehreren Speichern (Abb. 35—39) wird im Flußtal eine ständige Wasserführung gesichert. Die größten Rückhaltespeicher sind Maithon und Panchet Hill mit Fassungsvermögen von $1,48 \times 10^9$ m³ und $1,68 \times 10^9$ m³. Die Verdunstungshöhe in diesem Gebiet beträgt rund 1800 mm.

Als Verteilerbauwerk für die Bewässerung von 4200 km² dient das Durgapur-Wehr, oberstrom des älteren Anderson-Wehres gelegen. Der linke Hauptkanal ist gleichzeitig Wasserstraße zum Hoogly-Fluß.

Die Wasserkraftanlagen sind für folgende Leistungen ausgelegt bzw. vorgesehen:



Abb. 36. Konar-Sperre: Entlastungsanlage von oberstrom gesehen.



Abb. 40. Dampfkraftwerk Bokaro.

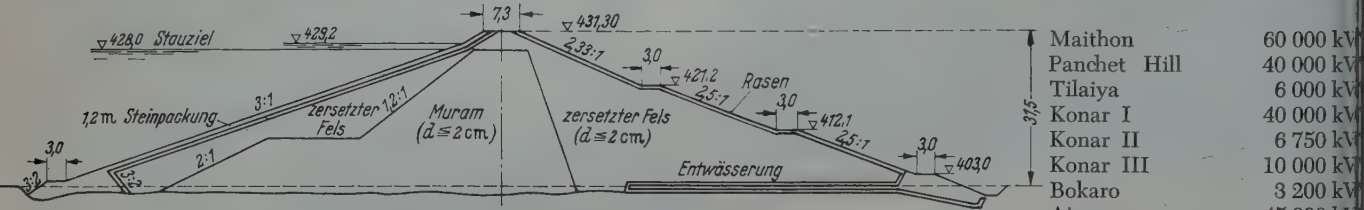


Abb. 37. Konar-Sperre: Querschnitt des Erddammes.

Etwa 200 km oberstrom der Mündung stehen einer Mittelswasserführung von $MQ = 320$ m³/s die Größen von $HHQ = 22\,650$ m³/s und $NNQ = 0$ gegenüber. Durch die

Zugleich wurde die Anlage von Dampfkraftwerken eingeplant (Abb. 40). Kohle ist im Damodar-Tal vorhanden.

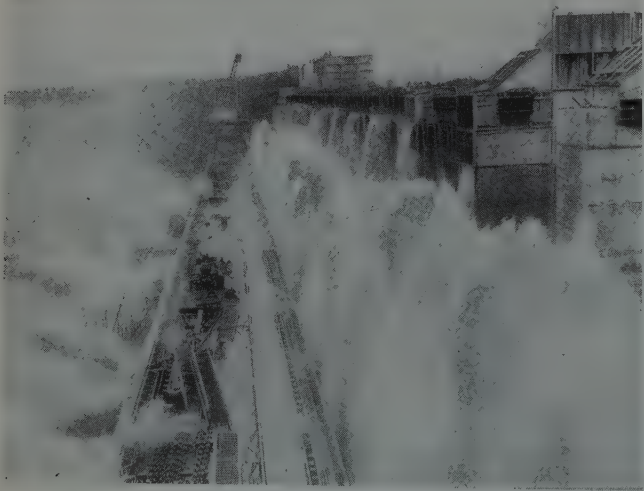


Abb. 38. Panchet-Hill-Sperre: Hochwasserabfluß während des Bauzustandes (September 1958).



Abb. 39. Panchet-Hill-Sperre mit Krafthaus.

Schlußbemerkungen

Entsprechend dem steigenden Energiebedarf wird für das Jahr 1985 die erforderliche Leistung der Kraftwerke auf 50×10^6 kW geschätzt. Das ist achtmal mehr, als bis 1961 zur Verfügung stehen wird. Der Ausbau der Wasserkraft hat die Priorität in der Planung.

Indien verfügt über etwa $1,963 \times 10^6$ km² landwirtschaftlich nutzbarer Fläche. Davon werden rd. 60 % regelmäßig bebaut. Bis 1961 wird die Größe des bewässerten Gebietes $0,334 \times 10^6$ km² erreicht haben.

Diesen riesigen Bauvorhaben gehen in fast allen Fällen sehr umfangreiche Arbeiten zur Erschließung des Geländes und für die Anlage der Siedlungen voraus.

Die Zusammenstellung beruht auf Unterlagen, die entgegenkommenderweise von der Central Water and Power Commission (Government of India) und von Chefingenieuren der staatlichen Bauleitungen zur Verfügung gestellt wurden, der angeführten Literatur, sowie auf eigenen Einträgen des Verfassers.

Literatur

1. F. Baade: Welt-Energiewirtschaft. Rowohlt, Hamburg 1958.
2. H. Brenske: Das Tungabhadra-Projekt in Indien. Der Bauingenieur 35 (1960), Nr. 2, S. 41—45.

3. Central Water and Power Commission, Ministry of Irrigation and Power, Government of India: Power Atlas of India. New Delhi 1956/57.

4. Central Water and Power Commission, Ministry of Irrigation and Power, Government of India: Major Water and Power Projects of India. Bhagirat Pamphlet No. 1, New Delhi 1957.

5. P. Franke: Das Sharavati Valley Projekt in Indien. Die Wasserwirtschaft 50 (1960), Nr. 2, S. 43—45.

6. F. Hartung: Hirakud — Indiens neueste Großtalsperre. Der Bauingenieur 33 (1958), Nr. 3, S. 84—97.

7. M. Hayath and K. L. Vij: Assessment of India's Hydro-electric Resources. Power Engineer 7 (1957), Nr. 4, S. 200—204.

8. V. S. Limaye: Development of Hydroelectric Power in India. Current Engineering Practice 1 (1958), Nr. 5, S. 26—28.

9. K. L. Vij: India's Hydro-electric Resources and their Assessment. Indian Journal of Power and River Valley Development 4 (1954), Nr. 6/7, S. 63—67.

10. K. L. Vij and C. K. Chandrau: A Regional Plan for Power Development in India. Journal of Institution of Engineers (India) 37 (1957), Nr. 10, Part 2, S. 969—997.

11. K. L. Vij and C. K. Chandrau: Power Potential of West-Flowing-Rivers of the South. Bhagirath 3 (1956), Nr. 5 (Okt.), S. 212 bis 216.

12. K. L. Vij and C. K. Chandrau: Power Potential of East-Flowing Rivers of the South. Bhagirath 3 (1957), Nr. 11 (Apr.), S. 505 bis 509.

13. A. Wackernagel: Erddammbauten in Indien und Pakistan. Wasser- und Energiewirtschaft 49 (1957), Nr. 4, S. 91—99.

14. H. Wittmann: Wasserbauten in Indien. Die Wasserwirtschaft 42 (1951/52), Nr. 9, S. 289—295.

15. Assement of Water Power Resources. Bhagirath 2 (1956), Nr. 9 (Febr.), S. 360—363.

Drillknicken und Biegedrillknicken bei mittig gedrückten Stäben aus gewalzten Regelprofilen

Von Georg Müller, Berlin

OK 624.075.2 : 539.411.8

Einleitung

DIN 4114, Bl. 1, Abs. 7.2, fordert für einteilige Druckstäbe von gleichbleibendem Querschnitt:

„Stäbe mit geringem Drillwiderstand sind, falls erforderlich, auf Biegedrillknickung und Drillknickung zu untersuchen.“

In der Praxis herrscht vielfach Unsicherheit darüber, welches denn Stäbe mit geringem Drillwiderstand sind und wann es erforderlich ist, einen entsprechenden Nachweis zu führen. Folgende Untersuchungen sollen zeigen, wann bei Verwendung der üblichen gewalzten Stahlbauregelprofile der Biegedrill- bzw. Drilluntersuchungsnachweis erforderlich ist. Darüber hinaus kann der evtl. erforderliche Nachweis mit Hilfe der beigefügten Kurven Tafeln (Abb. 1—4) erheblich vereinfacht werden. Für unmittlrig gedrückte Stäbe lassen sich ähnliche Tafeln aufstellen, diese Erweiterung bleibt aber einer späteren Arbeit vorbehalten.

Grundlagen

Nach DIN 4114, Bl. 2, Ri 7.51 entspricht der Biegedrill- bzw. Drillknicknachweis dem normalen Knicknachweis, wenn ein ideeller Schlankheitsgrad λ_{Vi} verwendet wird. Dieser Schlankheitsgrad ergibt sich nach

Ri 7.52:

$$\lambda_{Vi} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{c^2 + i_M^2}{2c^2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{4c^2 [i_p^2 + 0,093 (\beta^2 / \beta_0^2 - 1) y_M^2]}{(c^2 + i_M^2)^2}} \right)}$$

Ri 7.53:

$$\lambda_{Vi} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \cdot \frac{i_p}{c}$$

hierin entsprechen die Werte $\beta s / i_y$ der normalen Schlankheit λ_y , so daß auch geschrieben werden kann

(7.52):

$$\frac{\lambda_{Vi}}{\lambda_y} = \sqrt{\frac{c^2 + i_M^2}{2c^2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{4c^2 [i_p^2 + 0,093 (\beta^2 / \beta_0^2 - 1) y_M^2]}{(c^2 + i_M^2)^2}} \right)}$$

bzw. Ri (7.53):

$$\frac{\lambda_{Vi}}{\lambda_y} = \frac{i_p}{c}$$

Für einen bestimmten Querschnitt mit bestimmten Lagerungsbedingungen (β, β_0) lassen sich danach Kurven aufstellen, die in Abhängigkeit von der Knicklänge oder der Schlankheit λ_y das Verhältnis λ_{Vi} / λ_y angeben. Bezieht man sich hierbei auf die Schlankheit, so gilt die ermittelte Kurve nicht nur für den untersuchten Querschnitt, sondern annähernd für alle Querschnitte von ähnlicher Querschnittsform, bei denen alle Querschnittsmaße im selben Verhältnis zueinander stehen wie bei dem untersuchten Stab (z. B.: $L 200 \cdot 200 \cdot 20$ oder $L 50 \cdot 50 \cdot 5$). Bei L- und T-Profilen variiert das Verhältnis t/b , bei I, Γ und IP ≥ 30 außerdem auch das Verhältnis b/h . Trotzdem braucht nicht für jede Profilgröße eine besondere Kurve ermittelt zu werden, es genügt, dies für einige Größen zu tun. Die Zwischenwerte lassen sich genau genug schätzen, oder man geht von vornherein auf die sichere Seite und benutzt die ungünstigste Kurve.

Bezeichnungen

Entsprechend DIN 4114, Ri 7.5:

Abweichend vom sonst Üblichen wird bei den einfachsymmetrischen Querschnitten die Symmetrieachse immer als y-Achse, die rechtwinklig dazu stehende Hauptachse immer als x-Achse bezeichnet.

Durchführung

Es wurden folgende Profile durchgerechnet:

- I 8, 20, 30, 40, 60
- IP 10, 14, 18, 20, 30, 40, 50, 60, 100
- Γ 3, 14, 20
- I 8, 16, 20, 30
- T 2, 6, 14
- T 6.3, 10.5, 10.20
- L 100.100.10, 100.100.16, 200.200.16, 70.70.9.

Die Querschnittswerte $C_M (F_{ww})$, I_d und $y_M (y_t)$ wurden den Tafeln von Bornscheuer¹ entnommen oder

¹ Der Stahlbau (1953), Heft 2, S. 32.

nach den in DIN 4114, Ri 7.521 angegebenen Formeln ermittelt. (Im letzteren Fall für idealisierte Querschnitte mit rechteckigen Flanschen und Stegen und ohne Aus- und Abrundungen.)

Die Lagerungsbedingungen wurden, wie meist üblich, zu $\beta = \beta_0 = 1$ angenommen, außerdem $s = s_0$.

Ein kleinerer Teil der Stäbe wurde zusätzlich mit $\beta = \beta_0 = 0,8$ durchgerechnet, um den Einfluß dieser Werte auf das Ergebnis abschätzen zu können.

Ergebnisse

A: $\beta = \beta_0 = 1$

1. Punkt- und doppelsymmetrische Querschnitte (I, IP, L)

Bei allen untersuchten Profilen, mit Ausnahme des IP 30, ist bei $\lambda_y = 20$ der Wert $c > i_p$, und daher ein Drillknicknachweis also nicht erforderlich.

Bei größeren Schlankheiten, also größeren Knicklängen, wird auch der Drehradius c größer und das Verhältnis $i_p/c = \lambda_{Vi}/\lambda_y$ kleiner.

Auch beim IP 30 ist das Drillknicken nicht maßgebend, wie aus nachstehender Aufstellung hervorgeht.

IP 30	λ_y	$\frac{\lambda_{Vi}}{\lambda_y} = \frac{i_p}{c}$	λ_{Vi}	w_y	w_{Vi}
	20	1,01	20,2	1,04	1,04
	30	0,95	—	—	—

nur im Bereich ganz geringer Schlankheit $\lambda_{Vi} > \lambda_x$ und auch bei Profilen mit $t/b < 0,14$. In den Abb. 1, 2 und 4 ist das Verhältnis λ_x/λ_y angegeben.

B: $\beta = \beta_0 = 0,8$

1. Punkt- und doppelsymmetrische Profile. Untersucht wurden: I 20, L 14, und alle IP, die auch für $\beta = \beta_0 = 1$ untersucht wurden. Nur beim IP 30 war für

$\lambda_y = 20$: $\lambda_{Vi}/\lambda_y = 1,01$, sonst stets $\lambda_{Vi}/\lambda_y = 1,0$.

2. Einfach-symmetrische Querschnitte. Untersucht wurden:

[16, L 100 · 100 · 10, T 10 · 5, T 6.

Es zeigte sich, daß die Werte λ_{Vi}/λ_y so minimal von den Werten für $\beta = \beta_0 = 1,0$ abweichen, daß die Kurven der Abb. 1 bis 4 ohne wesentliche Ungenauigkeit auch für den Lagerungszustand $\beta = \beta_0 = 0,8$ verwendet werden können.

Beispiele:

a) L 14: $s_k = 0,98$ m,

$i_y = 2,88$ cm, $\lambda_y = 98/2,88 = 34$;

nach Abb. 3:

$\lambda_{Vi}/\lambda_y = 1,24$; $\lambda_{Vi} = 1,24 \cdot \lambda_y = 42$

b) T 80 · 80 · 8: $s_k = s_{k_y} = 1,38$ m,

$\lambda_y = 138/3,06 = 45$, $i_y (i_{\xi}) = 3,06$ cm, $i_x (i_{\eta}) = 1,55$

nach Abb. 4: $t/b = 8/80 = 0,1$

$\lambda_{Vi}/\lambda_y = 1,3$, $\lambda_{Vi} = 1,3 \cdot 45 = 59$, $< \lambda_x = 138/1,55 = 89$

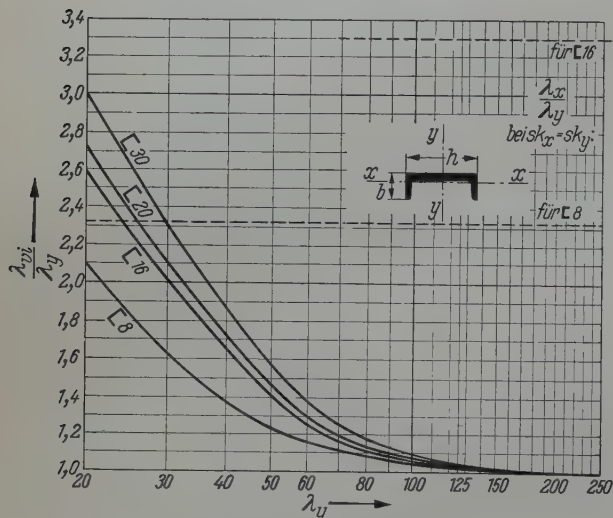


Abb. 1. Tafel für □-Stahlprofile.

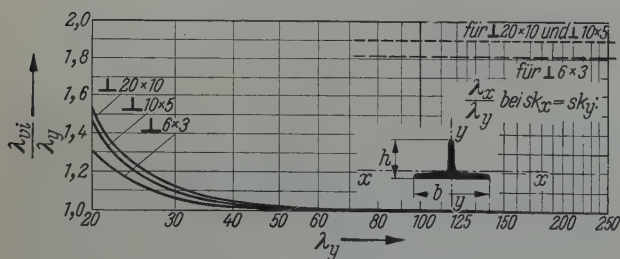


Abb. 2. Tafel für breitfüßige T-Stahlprofile.

2. Einfach-symmetrische Querschnitte (L, L, L)

Wie die Abb. 1—4 zeigen, ist besonders im Bereich der kleinen Schlankheiten $\lambda_{Vi} > \lambda_y$.

Sonderfall: $s_k = s_{k_y}$.

Hier geben die Kurven ein irreführendes Bild, da für die Biegeknicken bei L-, L- und breitfüßigen L-Profilen nicht die y-Achse, sondern die x-Achse maßgebend ist. Bei den L- und breitfüßigen L-Profilen ist nun in jedem Fall $\lambda_x/\lambda_y > \lambda_{Vi}/\lambda_y$, so daß hier das Biegedrillknicken nicht maßgebend ist. Bei L-Profilen wird

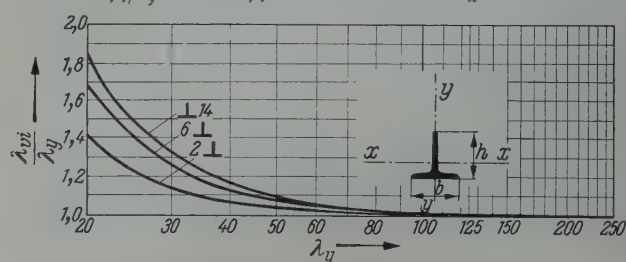


Abb. 3. Tafel für hochstegige T-Stahlprofile.

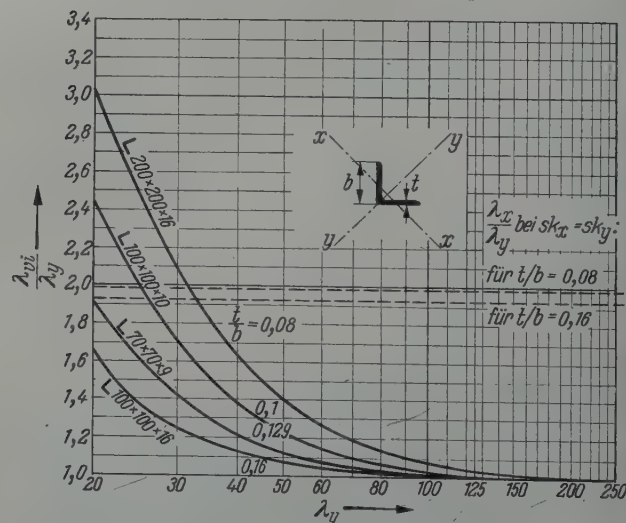


Abb. 4. Tafel für gleichschenklige L-Stahlprofile.

Zusammenfassung

Für mittig gedrückte gewalzte Stahlbauprofile ist ein Biegedrill- oder Drillknicken in folgenden Fällen entbehrlich:

1. bei I, IP und L-Profilen,
2. bei L und breitfüßigen T-Profilen, wenn $s_k \geq s_{k_y}$,
3. bei breitfüßigen T-Eisen mit $\lambda_x \leq \lambda_y$, wenn $\lambda_y > 60$,
4. bei hochstegigen T-Eisen, wenn $\lambda_y > 80$.

Ein evtl. erforderlicher Nachweis kann für $\beta = \beta_0 = 1$ bzw. 0,8 nach den beigefügten Kurventafeln einfach durchgeführt werden.

Die elektronische Berechnung des auf Torsion belasteten Durchlaufträgers auf starren und elastischen Stützen

Von Dr. J. Hintzen, Dortmund

K 624.072.23 : 624.04 : 539.414.012

Einleitung

Nachdem in vorhergegangenen Arbeiten von Falk [1] und Scheer [2] Verfahren und Programm für den durchlaufenden Träger entwickelt wurden, bezweckt die vorliegende Arbeit die Programmierung des Reduktionsverfahrens nach Falk für den zusätzlich auf Torsion beanspruchten durchlaufenden Träger.

Voraussetzungen

1. Die Steifigkeiten $E \cdot J(x)$ und $G I_t(x)$ verlaufen stückweise konstant.
2. Die Anzahl und die Art der Stützen sind beliebig I und II).
3. Als Belastungen werden beliebig anzusetzende Ein- und Streckenlasten vorgesehen, wobei die letzteren stückweise linear verlaufen (s. Tabelle 1).

Definition: Unter einer Feldgrenze verstehen wir in der vorliegenden Arbeit einen Punkt x des idealisierten Balkens, für den mindestens eine der folgenden Gegebenheiten zutrifft:

in x ändert sich mindestens eine der beiden Steifigkeiten $E I(x)$ und $G I_t(x)$;

x ist Angriffspunkt einer Stütze;

x ist Angriffspunkt einer Einzelbelastung;

in x ändert sich die Linearität der Streckenbelastung.

Wir sind jetzt in der Lage, die Feldgrenzen mit einem Zählindex ν zu versehen, beginnend vom linken Balkenende bis zum rechten: $\nu = 0, 1, \dots, n$.

Definition: Unter dem Feld ν ($\nu = 1, 2, \dots, n$) verstehen wir das Balkenstück, das begrenzt wird durch die Feldgrenzen ν und $\nu - 1$.

Bezeichnungen:

w_ν Durchbiegung im Punkte ν

φ_ν Winkerverdrrehung im Punkte ν

ϑ_ν Verdrillung im Punkte ν

T_ν Torsion im Punkte ν

M_ν Biegemomente im Punkte ν

Q_ν Querkraft im Punkte ν

$E I_\nu, G I_{t_\nu}$ Steifigkeiten im Feld ν

$\nu = 0, 1, \dots, m$ Index der Stützensählung vom linken zum rechten Balkenende

A_μ Auflagergröße an der Stütze μ

ν_μ Index der durch die Stütze μ definierten Feldgrenze

$\tilde{w}_\nu, \tilde{\varphi}_\nu, \tilde{\vartheta}_\nu,$

$\tilde{T}_\nu, \tilde{M}_\nu, \tilde{Q}_\nu$ die im Punkte ν nun aus der im Feld ν anzusetzenden Belastungen resultierende Durchbiegung, Winkerverdr., Verdrillung, Torsionsmoment, Biegemoment, Querkraft

d_μ Größe der an einer starren Stütze μ angesetzten Stützenhebung oder -senkung

$w_\nu, \varphi_\nu, \vartheta_\nu$ im Punkte ν anzusetzender Sprung für Durchbiegung, Winkerverdr. und Verdrillung

$\tilde{T}_\nu, \tilde{M}_\nu, \tilde{Q}_\nu$ im Punkte ν angreifendes äußeres Torsions-, Biegemoment, Querkraft

q_ν Streckenlast im Felde ν

m_ν Streckenbelastung fürs Biegemoment im Punkte ν

t_ν Streckentorsionsmoment im Felde ν

$x_\nu, x_{\nu-1}$ Längsordinate des Punktes $\nu, \nu - 1$

l_ν Länge des Feldes $\nu (l_\nu = x_\nu - x_{\nu-1})$

Biege- und Torsionsdifferentialgleichung

Das hierbei benutzte Koordinatensystem und die Vorzeichendefinition sind in Abb. 1 dargestellt. Wenn die Kraft-

und Deformationsgrößen im Punkte $\nu - 1, T_{\nu-1}, M_{\nu-1}, Q_{\nu-1}, w_{\nu-1}, \varphi_{\nu-1}, \vartheta_{\nu-1}$ bekannt sind, so ergeben sich als Lösung der Biegedifferentialgleichung $[E \cdot J(x) \cdot w''(x)]'' = q(x)$ bzw. der Differentialgleichung für die St. Venant'sche Torsion $[G \cdot I_t(x) \cdot \vartheta'(x)]' = t(x)$ die entsprechenden Kraft- und Deformationsgrößen im Punkte ν :

$$\begin{aligned} w_\nu &= w_{\nu-1} + l_\nu \cdot \varphi_{\nu-1} - \frac{l_\nu^2}{2 E I_\nu} \cdot M_{\nu-1} - \frac{l_\nu^3}{6 E I_\nu} \cdot Q_{\nu-1} + \tilde{w}_\nu, \\ \varphi_\nu &= \varphi_{\nu-1} - \frac{l_\nu}{E I_\nu} \cdot M_{\nu-1} - \frac{l_\nu^2}{2 E I_\nu} \cdot Q_{\nu-1} + \tilde{\varphi}_\nu, \\ \vartheta_\nu &= \vartheta_{\nu-1} + \frac{l_\nu}{G I_\nu} \cdot T_{\nu-1} + \tilde{\vartheta}_\nu, \\ T_\nu &= T_{\nu-1} + \tilde{T}_\nu, \\ M_\nu &= M_{\nu-1} + l_\nu \cdot Q_{\nu-1} + \tilde{M}_\nu, \\ Q_\nu &= Q_{\nu-1} + \tilde{Q}_\nu, \\ 1 &= 1 \end{aligned} \quad (1)$$

Das vorstehende Gleichungssystem (1) läßt sich verkürzt darstellen durch:

$\eta_\nu = \mathfrak{M}_\nu \cdot \eta_{\nu-1}$, wobei gilt:

$$\eta_\nu = \begin{pmatrix} w_\nu \\ \varphi_\nu \\ \vartheta_\nu \\ T_\nu \\ M_\nu \\ Q_\nu \\ 1 \end{pmatrix} \quad \text{bzw.} \quad \eta_{\nu-1} = \begin{pmatrix} w_{\nu-1} \\ \varphi_{\nu-1} \\ \vartheta_{\nu-1} \\ T_{\nu-1} \\ M_{\nu-1} \\ Q_{\nu-1} \\ 1 \end{pmatrix} \quad \text{und}$$

$$\mathfrak{M}_\nu = \begin{pmatrix} 1 + l_\nu & 0 & 0 & -\frac{l_\nu^2}{2 E I_\nu} & -\frac{l_\nu^3}{6 E I_\nu} & + \tilde{w}_\nu \\ 0 & 1 & 0 & -\frac{l_\nu}{E I_\nu} & -\frac{l_\nu^2}{2 E I_\nu} & + \tilde{\varphi}_\nu \\ 0 & 0 & 1 + \frac{l_\nu}{G I_\nu} & 0 & 0 & + \tilde{\vartheta}_\nu \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & + \tilde{T}_\nu \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & + \tilde{M}_\nu \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 + \tilde{Q}_\nu \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (2)$$

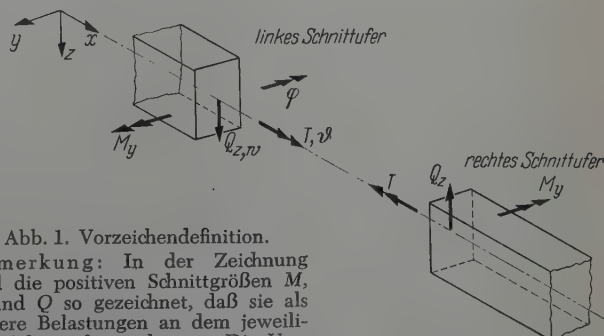


Abb. 1. Vorzeichendefinition.

Anmerkung: In der Zeichnung sind die positiven Schnittgrößen M , T und Q so gezeichnet, daß sie als äußere Belastungen an dem jeweiligen Schnittufer wirken. — Die Vorzeichenregelung für M , T und Q in diesem Aufsatz wurde so gewählt, wie es im allgemeinen bei Bauingenieuren üblich ist. — Rechenstechnisch allgemeingültiger und einfacher ist die Definition: „Für das rechte Schnittufer gilt: Jede Schnittgröße und jede äußere Belastung ist positiv, wenn ihr Vektor in positiver Richtung der zu ihm parallelen Achse weist.“ — Diese Definition hat den großen Vorteil, auch alle äußeren Belastungen einschließlic der Auflagerkräfte widerspruchsfrei einzubeziehen, und erfordert nur die Änderung einiger Vorzeichen der Matrix.

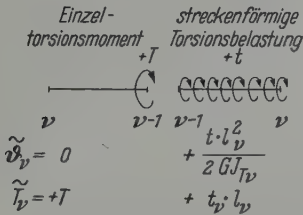
Für die Belastungsgrößen $\tilde{w}_v, \tilde{\varphi}_v, \tilde{\vartheta}_v, \tilde{T}_v, \tilde{M}_v, \tilde{Q}_v$ gilt:

$$\tilde{Q}_v = \tilde{Q}_v(l_v) = \int_{x_{v-1}}^{x_v} q_v(x) \cdot dx, \quad \tilde{M}_v = \tilde{M}_v(l_v) = \int_{x_{v-1}}^{x_v} \tilde{Q}_v(x) \cdot dx,$$
$$\tilde{\varphi}_v = \tilde{\varphi}_v(l_v) = \int_{x_{v-1}}^{x_v} -\frac{\tilde{M}_v(x)}{EI_v} \cdot dx, \quad \tilde{w}_v = \tilde{w}_v(l_v) = \int_{x_{v-1}}^{x_v} \tilde{\varphi}_v(x) \cdot dx,$$
$$\tilde{T}_v = \tilde{T}_v(l_v) = \int_{x_{v-1}}^{x_v} t_v(x) \cdot dx, \quad \tilde{\vartheta}_v = \tilde{\vartheta}_v(l_v) = \int_{x_{v-1}}^{x_v} \frac{\tilde{T}_v(x)}{GI_{Tv}} \cdot dx.$$

Die aus den Belastungsannahmen laut Voraussetzung 3 resultierenden Belastungsgrößen sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1.

Einzellast	Einzelbiegemoment	konst. Streckenlast	linear steigende Streckenlast	Querkrafteinflußlinie	Biegemomenteneinflußlinie
$\tilde{W} = 0$	0	$+\frac{q_v \cdot l^4}{24EI_v}$	$+(4q_v + q_v) \frac{l^4}{120EI_v}$	1	0
$\tilde{\varphi} = 0$	0	$+\frac{q_v \cdot l^3}{6EI_v}$	$+(3q_v + q_v) \frac{l^3}{24EI_v}$	0	1
$\tilde{M} = 0$	+M	$-\frac{q_v \cdot l^2}{2EI_v}$	$-(2q_v + q_v) \frac{l^2}{6}$	0	0
$\tilde{Q} = -P$	0	$-q_v \cdot l_v$	$-(q_v + q_v) \frac{l}{2}$	0	0



Stützbedingungen

Da im Programm auch die Fälle schiefer Stützungen berücksichtigt werden, werden die Stützbedingungen in einem x, y, z -Koordinatensystem angesetzt, das durch Drehung um die z -Achse entsteht. Die entsprechenden Kraft- und Deformationsgrößen in diesem System lauten $w, \bar{\varphi}, \bar{\vartheta}, \bar{T}, \bar{M}, \bar{Q}$. Gemäß Abb. 2 ergeben sich die Transformationsformeln:

$$\bar{x} = x \cdot \cos \alpha + y \cdot \sin \alpha, \quad \bar{y} = -x \cdot \sin \alpha + y \cdot \cos \alpha, \quad (3a)$$

$$\bar{T}_{v\mu} = T_{v\mu} \cdot \cos \alpha_\mu + M \cdot \sin \alpha_\mu, \quad (3b)$$

$$\bar{M}_{v\mu} = -T_{v\mu} \cdot \sin \alpha_\mu + M \cdot \cos \alpha_\mu.$$

Analog ergibt sich bei der Rücktransformation in das x, y, z -System:

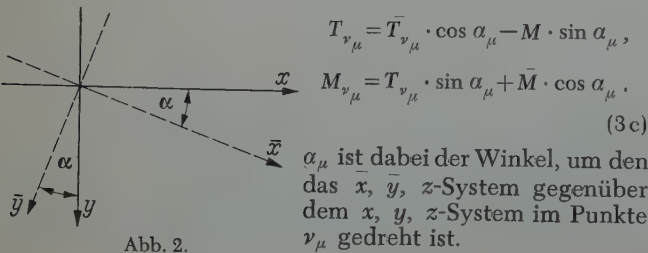


Abb. 2.

Folgende Stützbedingungen seien im Programm enthalten

I. Starre Stützungen und Gelenke:

- 1. $w_{v\mu} = \text{const.} = d_{w\mu}$
- 2. $\bar{\varphi}_{v\mu} = \text{const.} = d_{\varphi\mu}$
- 3. $\bar{\vartheta}_{v\mu} = \text{const.} = d_{\vartheta\mu}$
- 4. $T_{v\mu} = 0$
- 5. $M_{v\mu} = 0$
- 6. $Q_{v\mu} = 0$
- 7. $w_{v\mu} = \pm a_\mu \cdot \bar{\vartheta}_{v\mu}$ (einseitige schiefe Stütze)

II. Elastische Stützungen:

- 1. Druckfeder: $\hat{Q}_\mu = -c_\mu \cdot w_{v\mu}$,
- 2. Druckfeder für Biegemoment: $\hat{M}_\mu = -C_{M\mu} \cdot \bar{\varphi}_{v\mu}$.
- 3. Druckfeder für Torsionsmoment: $\hat{T}_\mu = -C_{T\mu} \cdot \bar{\vartheta}_{v\mu}$.

Es bedeuten $c_\mu, C_{M\mu}, C_{T\mu}$ die entsprechenden Federkonstanten, $\hat{Q}_\mu, \hat{M}_\mu, \hat{T}_\mu$ die Auflagerreaktionen an der Stütze μ .

III. Stützungen, deren physikalische Wirkung durch eine Kombination der unter I und II genannten Bedingungen repräsentiert wird.

Den letzten Fall wollen wir jedoch im folgenden auf die Fälle I und II zurückführen, indem wir Felder von der Länge $l = 0$ einfügen, in deren Feldgrenzen wir jeweils eine der Stützbedingungen ansetzen. Die gilt auch für Randstützen. Es ist dadurch gewährleistet, daß in einem Punkte v höchstens eine Stützbedingung angesetzt wird. Es genügt daher, nur die Fälle I und II zu untersuchen.

Wenn $\bar{y}_{v\mu}$ (links) = $\begin{pmatrix} w_{v\mu} \\ \bar{\varphi}_{v\mu} \\ \bar{\vartheta}_{v\mu} \\ \bar{T}_{v\mu} \\ \bar{M}_{v\mu} \\ \bar{Q}_{v\mu} \\ 1 \end{pmatrix}$ die Kraft- und Deformationsgrößen

unmittelbar links von der Stützbedingung μ wiedergibt, so läßt sich die Wirkung der Stützbedingung darstellen, indem zu den $w_{v\mu}, \bar{\varphi}_{v\mu}, \bar{\vartheta}_{v\mu}, \bar{T}_{v\mu}, \bar{M}_{v\mu}, \bar{Q}_{v\mu}$ Sprunggrößen $\hat{w}_\mu, \hat{\varphi}_\mu, \hat{\vartheta}_\mu, \hat{T}_\mu, \hat{M}_\mu, \hat{Q}_\mu$ entsprechend aufaddiert werden (wobei die $\hat{T}_\mu, \hat{M}_\mu, \hat{Q}_\mu$ die Auflagerreaktionen bedeuten). Es gilt also nur rechts der Stützbedingung μ :

$$\bar{y}_{v\mu \text{ rechts}} = \begin{pmatrix} w_{v\mu} + \hat{w}_\mu \\ \bar{\varphi}_{v\mu} + \hat{\varphi}_\mu \\ \bar{\vartheta}_{v\mu} + \hat{\vartheta}_\mu \\ \bar{T}_{v\mu} + \hat{T}_\mu \\ \bar{M}_{v\mu} + \hat{M}_\mu \\ \bar{Q}_{v\mu} + \hat{Q}_\mu \\ 1 \end{pmatrix} = \bar{y}_{v\mu \text{ links}} + \begin{pmatrix} \hat{w}_\mu \\ \hat{\varphi}_\mu \\ \hat{\vartheta}_\mu \\ \hat{T}_\mu \\ \hat{M}_\mu \\ \hat{Q}_\mu \\ 0 \end{pmatrix}$$

Es gilt dabei in den Fällen I und II:

I¹. Starre Stützen und Gelenke

- 1. $\hat{w}_\mu = \hat{\varphi}_\mu = \hat{\vartheta}_\mu = \hat{T}_\mu = \hat{M}_\mu = 0$
- 2. $\hat{w}_\mu = \hat{\varphi}_\mu = \hat{\vartheta}_\mu = \hat{T}_\mu = \hat{Q}_\mu = 0$
- 3. $\hat{w}_\mu = \hat{\varphi}_\mu = \hat{\vartheta}_\mu \quad \hat{M}_\mu = \hat{Q}_\mu = 0$
- 4. $\hat{w}_\mu = \hat{\varphi}_\mu \quad \hat{T}_\mu = \hat{M}_\mu = \hat{Q}_\mu = 0$

$$\begin{aligned} 5. \hat{w}_\mu &= \hat{\vartheta}_\mu = \hat{T}_\mu = \hat{M}_\mu = \hat{Q}_\mu = 0 \\ 6. \hat{\varphi}_\mu &= \hat{\vartheta}_\mu = \hat{T}_\mu = \hat{M}_\mu = \hat{Q}_\mu = 0 \\ 7. \hat{w}_\mu &= \hat{\varphi}_\mu = \hat{\vartheta}_\mu = \hat{M}_\mu = 0 \text{ und } \hat{T}_\mu = \\ &= \pm a_\mu \cdot \hat{Q}_\mu. \end{aligned}$$

II^I. Elastische Stützungen:

$$\begin{aligned} \text{I}^{\text{II}} \quad 1. \hat{w}_\mu &= \hat{\varphi}_\mu = \hat{\vartheta}_\mu = \hat{T}_\mu = \hat{M}_\mu = 0 \\ 2. \hat{w}_\mu &= \hat{\varphi}_\mu = \hat{\vartheta}_\mu = \hat{T}_\mu = \hat{Q}_\mu = 0 \\ 3. \hat{w}_\mu &= \hat{\varphi}_\mu = \hat{\vartheta}_\mu = \hat{M}_\mu = \hat{Q}_\mu = 0 \end{aligned}$$

Wir führen weiterhin für die Stützungen der Art I eine Zählung $\kappa = 0, 1, \dots, k$ von links nach rechts ein. Nun können wir folgende Substitutionen einführen in den Fällen I mit $\kappa = 0, 1, \dots, k-3$:

$$\begin{aligned} 1. \hat{Q}_\mu &= A_\kappa & 5. \hat{\varphi}_\mu &= A_\kappa \\ 2. \hat{M}_\mu &= A_\kappa & 6. \hat{w}_\mu &= A_\kappa \\ 3. \hat{T}_\mu &= A_\kappa & 7. \hat{Q}_\mu &= A_\kappa \\ 4. \hat{\vartheta}_\mu &= A_\kappa \end{aligned}$$

Für die Randstützungen sehen wir die Bedingungen 1.—16. vor. In allen Fällen, in denen für die Randstützungen die Bedingungen I 7. oder II anzusetzen sind, denken wir uns ein freies Balkenende im Abstände $l = 0$ von der betreffenden Randstützung, d. h. wir legen zwischen das gedachte freie Balkenende und die anzusetzende Stützbedingung ein Feld von der Länge $l = 0$.

Das Rechenverfahren

Der Rechengang verläuft vom linken zum rechten Balkenende. Die Stützung am linken Balkenende wird repräsentiert durch eine Kombination von drei Bedingungen der Art I 1.—16., zwischen denen jeweils ein gedachtes Feld von der Länge $l = 0$ liegt, d. h. wir tun so, als ob am Balkenende eine Stützung angreift, die durch eine dieser drei Bedingungen dargestellt wird; danach folgen im Abstände $l = 0$ jeweils die beiden anderen Bedingungen. Es gilt also:

$\bar{w}_0 = \bar{w}_0 + \bar{v}_0^{(0)}$. A_0 , wobei nach I^I, I^{II} gilt:

$$\begin{aligned} 1. \bar{v}_0^{(0)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix}, A_0 = \hat{Q}_0; & 2. \bar{v}_0^{(0)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, A_0 = \hat{M}_0; & 3. \bar{v}_0^{(0)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix}, A_0 = \hat{T}_0; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4. \bar{v}_0^{(0)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, A_0 = \hat{\vartheta}_0; & 5. \bar{v}_0^{(0)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, A_0 = \hat{\varphi}_0; & 6. \bar{v}_0^{(0)} &= \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, A_0 = \hat{w}_0; \end{aligned}$$

$$\text{erner } \bar{w} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix}.$$

Aus den Vektoren $\bar{w}_0$ und $\bar{v}_0^{(0)}$ bilden wir die Matrix $\bar{\mathfrak{B}}_0 = (\bar{w}_0, \bar{v}_0^{(0)})$. Darin bilden also $\bar{w}_0$ und $\bar{v}_0^{(0)}$ die Spaltenvektoren. Wir transformieren nun $\bar{w}_0$ und $\bar{v}_0^{(0)}$ in das x, y, z -System, d. h. wir transformieren $\bar{\mathfrak{B}}_0$ und gewinnen daraus die Matrix:

$$\bar{v}_0 = (\bar{w}_0, \bar{v}_0^{(0)}).$$

Definition: Wir definieren die Matrix $\mathfrak{B}_\nu$ wie folgt:

$$\mathfrak{B}_\nu = \mathfrak{M}_\nu \cdot \mathfrak{B}_{\nu-1} \quad (\nu = 1, \dots, n).$$

Die Matrix $\mathfrak{B}_0$ repräsentiert den Vektor $\bar{v}_0$ wegen $\bar{v}_0 = \bar{w}_0 + \bar{v}_0^{(0)}$. Weiterhin repräsentiert $\mathfrak{B}_1$ den Vektor $\bar{v}_1$. Denn es gilt:

$$\bar{v}_1 = \mathfrak{M}_1 \cdot \bar{v}_0 = \mathfrak{M}_1 \cdot \bar{w}_0 + (\mathfrak{M}_1 \cdot \bar{v}_0^{(0)}) \cdot A_0.$$

Dem entspricht jedoch: $\mathfrak{B}_1 = \mathfrak{M}_1 \cdot \mathfrak{B}_0$. Wir setzen nun $\mathfrak{M}_1 \cdot \bar{w}_0 = \bar{w}_1$ und $\mathfrak{M}_1 \cdot \bar{v}_0^{(0)} = \bar{v}_1^{(0)}$, allgemein setzen wir im folgenden:

$$\begin{aligned} \bar{v}_\nu &= \mathfrak{M}_\nu \cdot \bar{v}_{\nu-1} \quad \text{und} \quad \bar{v}_\nu^{(\kappa)} = \mathfrak{M}_\nu \cdot \bar{v}_{\nu-1}^{(\kappa)} \\ (\nu &= 1, 2, \dots, n) \quad (\kappa = 0, 1, \dots, k-3). \end{aligned}$$

Im Punkte $\nu = 1$ greift jedoch gemäß Annahme eine weitere Bedingung (der Art I 1.—16.) an, d. h. es gilt laut (4):

$$\begin{aligned} \bar{v}_{\nu+1 \text{ rechts}} &= \bar{v}_{\nu+1 \text{ links}} + \bar{v}_1^{(1)} \cdot A_1 = \\ &= \bar{w}_1 + \bar{v}_1^{(0)} \cdot A_0 + \bar{v}_1^{(1)} \cdot A_1. \end{aligned}$$

Allgemein läßt sich die Wirkung einer Stützbedingung μ der Art I dadurch erfassen, daß ein weiterer Vektor hinzugefügt wird: $\bar{v}_{\nu+1 \text{ rechts}} = \bar{v}_{\nu+1 \text{ links}} + \bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa)} \cdot A_\kappa$. Für $\bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa)}$ und A_κ folgt nach (4) und I^{III} 1.—I^{III} 7. ($\kappa = 1, 2, \dots, k-3$):

$$\begin{aligned} \text{I}^{\text{IV}} \quad 1. \bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix}, A_\kappa = \hat{Q}_\mu; & 2. \bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix}, A_\kappa = \hat{M}_\mu; & 3. \bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, A_\kappa = \hat{T}_\mu; \\ 4. \bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, A_\kappa = \hat{\vartheta}_\mu; & 5. \bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, A_\kappa = \hat{\varphi}_\mu; & 6. \bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa)} &= \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, A_\kappa = \hat{w}_\mu; \\ 7. \bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa)} &= \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix}, A_\kappa = \hat{Q}_\mu. \end{aligned}$$

Zusammenfassend läßt sich also feststellen: der Vektor $\bar{v}_\nu$ ($\nu = 1, 2, \dots, n$) läßt sich repräsentieren durch die Matrix $\mathfrak{B}_\nu$, wenn dabei gilt:

$$\mathfrak{B}_\nu = (\bar{w}_\nu, \bar{v}_\nu^{(0)}, \dots, \bar{v}_\nu^{(\kappa)}). \quad (5)$$

Die Wirkung einer Stützbedingung μ der Art I läßt sich dabei erfassen, indem die Matrix $\mathfrak{B}_{\nu+1}$ um eine weitere Spalte $\bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa+1)}$ vergrößert wird:

$$\mathfrak{B}_{\nu+1 \text{ rechts}} = \mathfrak{B}_{\nu+1 \text{ links}} + (\bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa+1)}) = (\bar{w}_{\nu+1}, \bar{v}_{\nu+1}^{(0)}, \dots, \bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa)}, \bar{v}_{\nu+1}^{(\kappa+1)}).$$

Für die elastischen Stützungen folgt nach II und II^I:

$$\text{II}^{\text{II}}: \quad 1. \bar{v}_{\nu+1 \text{ rechts}} = \bar{v}_{\nu+1 \text{ links}} + \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_\mu w_{\nu+1} \\ 0 \end{pmatrix}, \quad 2. \bar{v}_{\nu+1 \text{ rechts}} = \bar{v}_{\nu+1} + \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{M_\mu} \bar{\varphi}_{\nu+1} \\ 0 \end{pmatrix},$$

$$\begin{aligned} 3. \bar{v}_{\nu+1 \text{ rechts}} &= \bar{v}_{\nu+1 \text{ links}} + \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{T_\mu} \bar{\vartheta}_{\nu+1} \\ 0 \end{pmatrix}. \text{ Daraus ergibt sich leicht, wenn} \\ &\bar{w}_\nu = \begin{pmatrix} w_{\nu 1} \\ w_{\nu 2} \\ w_{\nu 3} \\ w_{\nu 4} \\ w_{\nu 5} \\ w_{\nu 6} \\ w_{\nu 7} \end{pmatrix} \quad \text{und} \quad \bar{v}_\nu^{(\kappa)} = \begin{pmatrix} v_{\nu 1}^{(\kappa)} \\ v_{\nu 2}^{(\kappa)} \\ v_{\nu 3}^{(\kappa)} \\ v_{\nu 4}^{(\kappa)} \\ v_{\nu 5}^{(\kappa)} \\ v_{\nu 6}^{(\kappa)} \\ v_{\nu 7}^{(\kappa)} \end{pmatrix}. \end{aligned}$$

$$\Pi^{III}:$$

1. $\bar{y}_{v\mu \text{ rechts}} = \bar{w}_{v\mu} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{\mu} \bar{w}_{v\mu 1} \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{\mu} \bar{v}_{v\mu 1}^{(0)} \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_0 + \dots + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{\mu} \bar{v}_{v\mu 1}^{(x)} \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_x,$
2. $\bar{y}_{v\mu \text{ rechts}} = \bar{w}_{v\mu} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{M\mu} w_{v\mu 2} \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{M\mu} v_{v\mu 2}^{(0)} \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_0 + \dots + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{M\mu} \bar{v}_{v\mu 2}^{(x)} \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_x,$
3. $\bar{y}_{v\mu \text{ rechts}} = w_{v\mu} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{T\mu} w_{v\mu 3} \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{T\mu} v_{v\mu 3}^{(0)} \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_0 + \dots + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{T\mu} v_{v\mu 3}^{(x)} \\ 0 \end{bmatrix} \cdot A_x.$

Wir können demnach die Wirkung der elastischen Stützen dadurch darstellen, daß wir die Matrix $\mathfrak{B}_{v\mu}$ wie folgt transformieren gemäß Π^{III} :

$$\Pi^{(VI)}:$$

1. $\bar{\mathfrak{B}}_{v\mu \text{ rechts}} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{\mu} \bar{w}_{v\mu 1} \\ 0 \end{bmatrix}, \quad \bar{v}_{v\mu}^{(0)} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{\mu} \bar{v}_{v\mu 1}^{(0)} \\ 0 \end{bmatrix}, \dots, \quad \bar{v}_{v\mu}^{(x)} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{\mu} \bar{v}_{v\mu 1}^{(x)} \\ 0 \end{bmatrix},$
2. $\bar{\mathfrak{B}}_{v\mu \text{ rechts}} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{M\mu} \bar{w}_{v\mu 2} \\ 0 \end{bmatrix}, \quad \bar{v}_{v\mu}^{(0)} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{M\mu} \bar{v}_{v\mu 2}^{(0)} \\ 0 \end{bmatrix}, \dots, \quad \bar{v}_{v\mu}^{(x)} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{M\mu} \bar{v}_{v\mu 2}^{(x)} \\ 0 \end{bmatrix},$
3. $\bar{\mathfrak{B}}_{v\mu \text{ rechts}} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{T\mu} w_{v\mu 3} \\ 0 \end{bmatrix}, \quad \bar{v}_{v\mu}^{(0)} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{T\mu} v_{v\mu 3}^{(0)} \\ 0 \end{bmatrix}, \dots, \quad \bar{v}_{v\mu}^{(x)} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{T\mu} \bar{v}_{v\mu 3}^{(x)} \\ 0 \end{bmatrix}.$

Aus $\bar{y}_{v\mu \text{ links}} = \begin{bmatrix} w_{v\mu} \\ \bar{\varphi}_{v\mu} \\ \bar{\vartheta}_{v\mu} \\ \bar{T}_{v\mu} \\ \bar{M}_{v\mu} \\ Q_{v\mu} \\ 1 \end{bmatrix} = \bar{w}_{v\mu} + \bar{v}_{v\mu}^{(0)} A_0 + \dots + \bar{v}_{v\mu}^{(x)} A_x$ ergibt sich an den Stützstellen $\mu = 3, 4, \dots, m$ von der Art (s. nebenstehende Zusammenstellung):

Wir erhalten somit ein Gleichungssystem von der Form:

$$\begin{aligned} v_{01} A_0 + A_{11} A_1 + v_{21} A_2 + w_0 &= 0 \\ v_{02} A_0 + v_{12} A_1 + v_{22} A_2 + v_{32} A_3 + w_1 &= 0 \\ v_{0k-3} A_0 + v_{1k-3} A_1 + v_{2k-3} A_2 + \dots + v_{k-3,k-3} A_{k-3} + w_{k-3} &= 0 \end{aligned}$$

Als Lösungen des Gleichungssystems (7) erhalten wir die $A_0, \dots, A_{k-3}$. Wir haben dann den Anfangsvektor y_0 zugleich gewonnen, da A_0 jetzt ebenfalls bekannt ist. Die Kraft- und Deformationsgrößen in allen Punkten v ergeben sich jetzt leicht nach (2). An den starren Stützen oder Gelenken gilt nach (4), I, I', II, I'':

$$\bar{y}_{v\mu \text{ rechts}} = y_{v\mu \text{ links}} + \bar{y}_{v\mu}^{(x)} \cdot A_x,$$

an den elastischen Stützen nach II, II'

$$\Pi^{IV}$$

1. $\bar{y}_{v\mu \text{ rechts}} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{\mu} w_{v\mu} \\ 0 \end{bmatrix} = \bar{y}_{v\mu \text{ links}} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{\mu} w_{v\mu} \\ 0 \end{bmatrix}, \quad 2. \bar{y}_{v\mu \text{ rechts}} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{M\mu} \bar{\varphi}_{v\mu} \\ 0 \end{bmatrix} = \bar{y}_{v\mu \text{ links}} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{M\mu} \bar{\varphi}_{v\mu} \\ 0 \end{bmatrix},$
3. $\bar{y}_{v\mu \text{ rechts}} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{T\mu} \bar{\vartheta}_{v\mu} \\ 0 \end{bmatrix} = \bar{y}_{v\mu \text{ links}} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -C_{T\mu} \bar{\vartheta}_{v\mu} \\ 0 \end{bmatrix}.$

An den Stützstellen μ_v sind jeweils die Matrizen $\mathfrak{B}_{v\mu}$, bzw. die Vektoren $y_{v\mu}$ in die Matrizen $\mathfrak{B}_{v\mu}$, bzw. $y_{v\mu}$ nach (3) b) zu transformieren, nach Einfügen der Stützbedingungen ist danach wieder gemäß (3) c) zu transformieren.

Die unter I und II $r = 10$ aufgeführten Bedingungen zählen wir wie folgt ab:

$$q = 1, \dots, 7 \text{ für I. } 1-7 \text{ und } q = 8, 9, 10 \text{ für II. } 8-10.$$

Es lassen sich den unter I und II genannten Bedingungen beliebig viele weitere hinzufügen und in dieser Abzählung berücksichtigen. Es ist demnach jeder Stützbedingung μ eine Zahl q_{μ} zugeordnet derart, daß durch q_{μ} die Art der Stützung eindeutig charakterisiert ist. Zum Verständnis des folgenden Blockprogrammes sei bemerkt, daß im jeweiligen Unterprogramm UP II q_{μ} im Falle $q_{\mu} = 1 \dots 7$ die Matrix $\mathfrak{B}_v$ um die Spalte $\bar{v}_{v\mu}^{(x)}$ erweitert wird, im Falle $q_{\mu} = 8, 9, 10$ die Matrix $\mathfrak{B}_v$ gemäß $I^{(IV)}$ transformiert wird. Im Unterprogramm UP $I_{q_{\mu}}$ wird gemäß der dem q_{μ} ent-

1. $\bar{v}_{v\mu 1}^{(0)} A_0 + \dots + \bar{v}_{v\mu 1}^{(x)} A_x + \bar{w}_{v\mu 1} - d_{w\mu} =$
2. $\bar{v}_{v\mu 2}^{(0)} A_0 + \dots + \bar{v}_{v\mu 2}^{(x)} A_x + \bar{w}_{v\mu 2} - d_{\varphi\mu} =$
3. $\bar{v}_{v\mu 3}^{(0)} A_0 + \dots + \bar{v}_{v\mu 3}^{(x)} A_x + \bar{w}_{v\mu 3} - d_{\vartheta\mu} =$
4. $\bar{v}_{v\mu 4}^{(0)} A_0 + \dots + \bar{v}_{v\mu 4}^{(x)} A_x + \bar{w}_{v\mu 4} =$
5. $\bar{v}_{v\mu 5}^{(0)} A_0 + \dots + \bar{v}_{v\mu 5}^{(x)} A_x + \bar{w}_{v\mu 5} =$
6. $\bar{v}_{v\mu 6}^{(0)} A_0 + \dots + \bar{v}_{v\mu 6}^{(x)} A_x + \bar{w}_{v\mu 6} =$
7. $(\bar{v}_{v\mu 1}^{(0)} \pm Q_{\mu} \bar{v}_{v\mu 3}^{(0)}) A_0 + \dots + (\bar{v}_{v\mu 1}^{(x)} \pm Q_{\mu} \bar{v}_{v\mu 3}^{(x)}) A_x + (\bar{w}_{v\mu 1} \pm Q_{\mu} \bar{w}_{v\mu 3}) =$

Sendemast Patscherkofel

Wir bauen
Brücken, Hallen,
Stahlskelette,
Krane, Maste.

Wir bauen
Fahr- und
Schleusenanlagen.

Wir bauen
Eisenbahnen und
Seilbahnaufzüge.

Wir bauen
Kesselanlagen,
Apparate u. Behälter,
Entstaubungsanlagen.



WAAGNER-BIRÓ

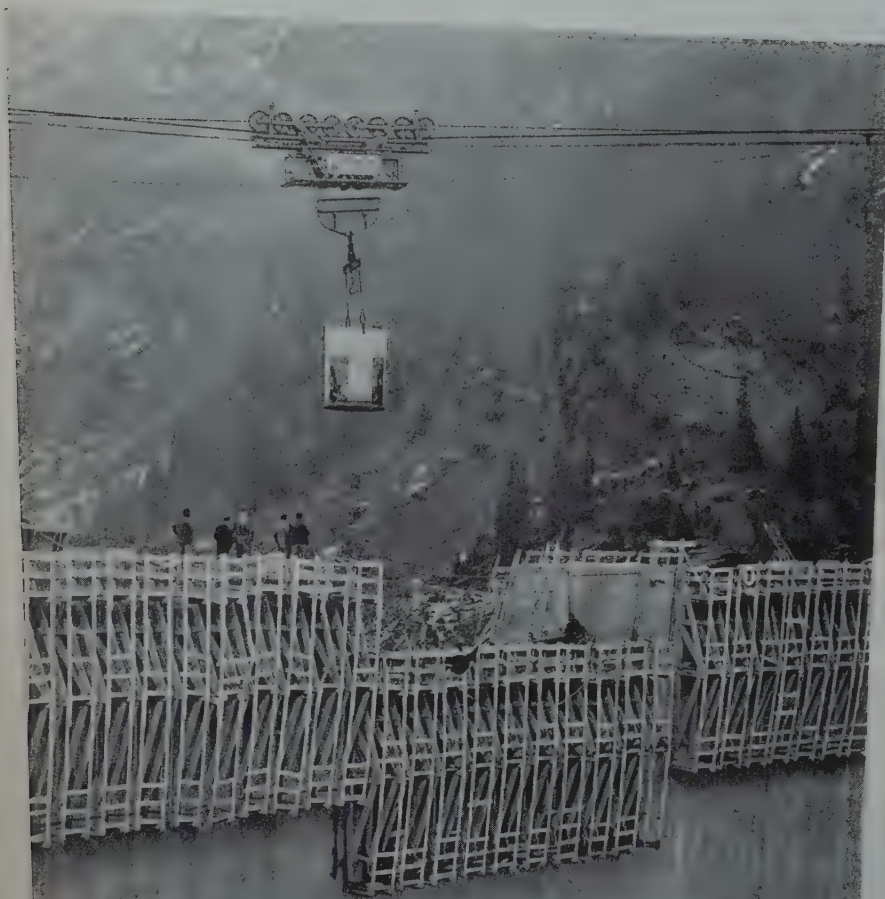
AKTIENGESELLSCHAFT

WIEN

GRAZ

WIEN V, MARGARETENSTRASSE 70

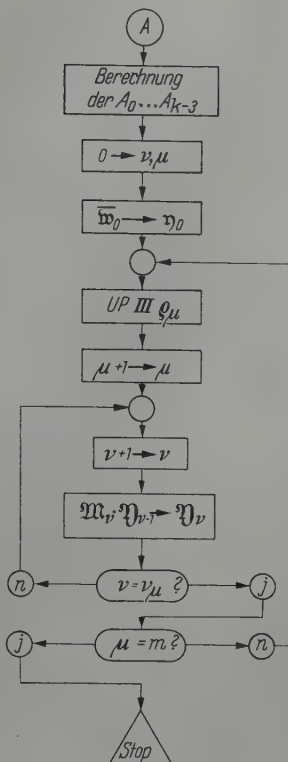
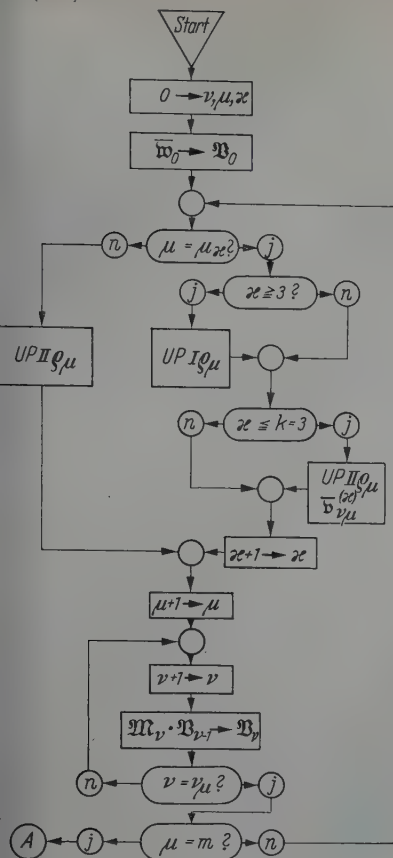
POHLIG-KABELKRANE



Allein in der Schweiz
wurden in den letzten 8 Jahren
für den Bau von Staumauern
20 POHLIG-Kabelkrane eingesetzt
mit Tragkraft bis 20 t
Hubhöhen bis 275 m
Spannweiten bis 880 m
und Fahrgeschwindigkeiten
von mehr als 360 m/min.

J. POHLIG AKTIENGESSELLSCHAFT · KÖLN





sprechenden Bedingung das Gleichungssystem (7) um eine weitere Zeile vermehrt. Das Gleichungssystem löst man iterativ oder vermittels der Gaußschen Eliminationsmethode, wofür es geeignete Standardprogramme gibt. Im Unterprogramm UP III q_μ werden die Auflagergrößen auf den Vektor aufaddiert.

Mit den obigen Entwicklungen können beliebige Lastfälle oder Einflußlinien eines beliebigen Durchlaufträgers ohne Längenbelastung berechnet werden. Für das Rechenggerät „Elektrologica X 1“ ist dieses Verfahren bereits programmiert.*

Literatur

1. S. Falk: Die Berechnung des beliebig gestützten Durchlaufträgers nach dem Reduktionsverfahren. Ing.-Arch., XXIV Bd. (1956), S. 216.
2. J. Scheer: Benutzung programmgesteuerter Rechenautomaten für statische Aufgaben, erläutert am Beispiel des Durchlaufträgers. Der Stahlbau 27 (1958), H. 9 u. 10.
3. J. Hintzen: Die elektronische Berechnung des Durchlaufträgers auf starren und elastischen Stützen. Elektronische Datenverarbeitung (1959), Folge 4.

* Das diesbezügliche Programm kann gemeinsam mit einem Sonderdruck dieses Aufsatzes vom Bundesministerium für Verkehr, Bonn, Kaufmannstraße 59, bezogen werden.

Die Betonkugelschale der Arena des „Centre Sportif du Parc Maisonneuve“ in Montreal (Kanada)

Von Dr.-Ing. Hk. Bandel, New York

K 69.024.4 : 624.012.41 : 725.8 (714)

Im September dieses Jahres wurde der Betondom der Sportarena in Montreal ausgeschalt. Die Kugelschale (Abb. 1 u. 2) zeichnet sich durch den beachtlichen Durchmesser von etwa 275 Fuß (~ 84 m) aus. Der Stütz des Do-



Abb. 1.

es ist bei einer Schalendicke von 5 inches ($\sim 12,7$ cm) durch die für Betonschalen sehr niedrigen Beulspannungen 50,5 Fuß ($\sim 15,39$ m) bestimmt. Zur Aufnahme der Biegemomente ist die Schalendicke bei linearer Zunahme über 19 Fuß ($\sim 5,80$ m) an der Berandung bis zu 10 inches ($\sim 25,4$ cm) erhöht. Der Zugring besteht aus einem schlaffbewehrten Betonbalken von 4,5 Fuß ($\sim 1,31$ m) Höhe, welcher im Abstände von 24 Fuß ($\sim 7,31$ m) unterstützende Säulen überspannt und zur Aufnahme der Zugspannungen zusätzlich ein durchgehendes Stahlband enthält. Das Stahlband allein ist fähig, die gesamte Ringzugkraft aufzunehmen. Durch eine abgeminderte Stahlspan-

nung wird eine Begrenzung der Risse im Betonring und eine Verminderung der Schalenrandmomente erzielt. Gleitlager gewährleisten eine freie radiale Verformung der Schale unabhängig von den unterstützenden Säulen. Die gesamte Schale wurde mit Ausnahme des Zugringes auf porösen Schaumplatten torkretiert, welche eine ständige innere Isolierung bilden und gleichzeitig als Schalung dienten. Zusätzlich verminderten diese Platten auf Grund ihrer großen Elastizität die zeitweise örtliche Biegung der Schale und

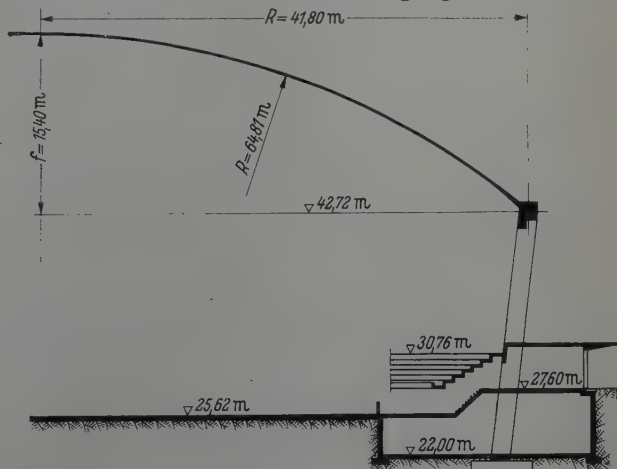


Abb. 2.

Überlastung der Rüstung während des Ausrüstens, welches ringförmig vom Zentrum des Domes aus beginnend erfolgte.

Der Architekt und die Ingenieure waren:
Jean Julien Perrault; Montreal: Architekt;
Brouillet & Carmel; Montreal: Konstruktive Ingenieure;
Severud, Elstad, Krueger; New York: Schalenberatung.

Kurze Technische Berichte

DK 69.024.3 : 69.024.15 : 699.8 (047.6)

Das flache Dach

Wegen der großen Bedeutung, die das flache Dach heute im Bauwesen überall hat, ist eine Veröffentlichung von Prof. Dr.-Ing. W. Henn*, Institut für Industriebau, T. H. Braunschweig, auch für den Bauingenieur von besonderem Interesse. Im folgenden ist ein Auszug dieser Arbeit wiedergegeben und von den 27 Ausführungsbeispielen, die im „Baumeister“ aufgeführt sind, ein Beispiel abgedruckt.

Bei den ersten Anwendungen des flachen Daches in der Vergangenheit glaubte man vielfach, daß eine Dachhaut, bestehend aus mehreren Lagen Dachpappe, unmittelbar auf die tragende Dachdecke verlegt, allen Anforderungen genüge. Im Laufe der Zeit sammelte man weitere Erkenntnisse, und es traten neue Begriffe auf, wie Wärmedämmung, Dampfsperre, Lüftungsschicht. Die damit zusammenhängenden Fragen sind in der Zwischenzeit gründlich erörtert worden, so daß das flache Dach von der physikalischen Seite her keine Probleme mehr bietet.

Aber wie so häufig im Bauwesen ist es die Frage, ob die Annahmen und Voraussetzungen, von denen die physikalischen Überlegungen ausgehen, mit den tatsächlichen Verhältnissen am Bauwerk übereinstimmen. So ist es nicht verwunderlich, daß immer wieder Bauschäden auftreten, über deren Ursachen die Meinungen auseinandergehen.

Bei allen Betrachtungen über das flache Dach muß man auch bedenken, daß es nicht nur ein flaches Dach schlechthin gibt, sondern daß es ein Sammelbegriff für sehr verschiedene Konstruktionen ist, deren Ausbildung im einzelnen von der Beanspruchung, der ein Dach ausgesetzt ist, abhängt. Zu unterscheiden ist dabei zwischen den Einwirkungen von außen und von innen. Von außen sind es, abgesehen von den Eigen- und Nutzlasten, in erster Linie die klimatischen Einflüsse: Regen, Wind, Schnee, Hagel, Hitze, Kälte. Zu beachten sind ferner die Begehbarkeit und die Widerstandsfähigkeit gegen stehendes Wasser.

Von innen wird ein flaches Dach durch die Temperaturen und die Feuchtigkeit der unter dem Dach liegenden Räume beansprucht. Da in unseren Breitengraden die Innenräume im allgemeinen eine höhere relative Luftfeuchtigkeit aufweisen als die Außenluft, ist ein Flachdach infolge des Dampfdruckgefälles von innen nach außen einer dauernden Durchfeuchtung ausgesetzt.

Außerdem muß damit gerechnet werden, daß von der Bauzeit her noch Feuchtigkeit in dem Flachdach eingeschlossen ist, sei es aus Niederschlägen oder vom Abbindevorgang des Betons. Denn die zum Austrocknen notwendige Zeit wird nur in seltenen Fällen abgewartet. Das Eindringen und vor allem das Verbleiben der Feuchtigkeit im Dach führt aber im Laufe der Zeit zu schweren Schäden.

System 2
Dachhaut
Tragdecke aus Leichtbeton

System 3
Dachhaut
Wärmedämmschicht
Tragdecke aus Schwerbeton

System 4
Dachhaut
Wärmedämmschicht
Sperrschicht
Tragdecke

System 8
Dachhaut
Dämmschicht
Sperrschicht
Lüftungsschicht
Tragdecke

System 9
Dachhaut
Obere Tragdecke } Oberschale
Luftraum
Dämmschicht }
Untere Tragdecke } Unterschale

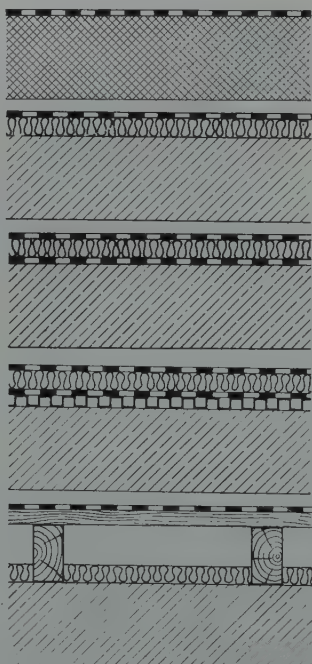


Abb. 1.

* Architekturzeitschrift „Baumeister“ (1960), Heft 6 bis 9 (Sonderdruck durch den Verlag Georg D. W. Callwey, München).

Feuchtigkeit in der Tragdecke setzt zunächst deren Speichewirkung herab, führt an der Deckenunterseite zu Wassertropfen und Schimmelbildung und kann die Bewehrung angreifen. Weiter außerdem die Dämmschicht durchfeuchtet, so verringert sich ihre Wirksamkeit erheblich, und einer weiteren Durchfeuchtung wird Vorschub geleistet. Es muß also entweder die Dachkonstruktion gegen diese Durchfeuchtung von unten abgeschirmt oder dafür Sorge getragen werden, daß die eingedrungene Feuchtigkeit wieder entweichen kann. Es gibt dafür folgende grundsätzliche Möglichkeiten:

Regelmäßige Lüftung der unter dem Dach liegenden Räume, Anordnung einer Dampfsperre, Anordnung einer Entlüftungsschicht oder Ausbildung eines zweischaligen Kaltdaches.

Den Beanspruchungen, denen das Dach ausgesetzt ist, und den gestellten Anforderungen entsprechend ergeben sich verschiedene Möglichkeiten des Aufbaues. Die wichtigsten der insgesamt 10 ausführlich beschriebenen grundsätzlichen Konstruktionssysteme sind in Abb. 1 dargestellt.

Die Auswahl der Materialien, ihre Bemessung und die Ausführung der einzelnen Schichten hat nach genauer Prüfung und Kenntnis der inneren und äußeren Einflüsse, denen das flache Dach ausgesetzt ist, zu erfolgen.

Für die Dachhaut waren bislang die Dachpappen das Material schlechthin. Sie gewährleisteten eine genügende Dichtigkeit, haben ein leichtes Gewicht und sind leicht zu verlegen. Sie besitzen eine große Dehnfähigkeit, so daß sie Formänderungen des Daches mitmachen können, ohne zu reißen. Sie haben bei entsprechender Pflege eine Lebensdauer von mehreren Jahrzehnten und lassen sich leicht ausbessern. Wirkungsvoll hat sich für die Dachpappen eine Bekiesung erwiesen, die die Dachhaut vor starker Sonneneinstrahlung und mechanischen Beanspruchungen schützt. Durch die Kombination verschiedener Pappen oder Glasvliesbahnen sucht man die Dachhaut noch dichter und dauerhafter zu machen.

Spachtelschichten aus Bitumen, die mit Glasfasern, Geweben und Drahteinlagen oder Glasvliesbahnen versehen werden, bieten neue Möglichkeiten für fugenlose Dachdeckungen und lassen Neigungen bis zu 1 % zu. Zu den fugenlosen Dacheindeckungen gehört auch der Asphaltbelag, der sich besonders gut für Industriedächer eignet, die durch Funkenflug oder Gase besonders gefährdet sind.

Eine ernsthafte Konkurrenz entsteht den Dachpappe-Deckungen in den Kunststoffen. Sie haben den Vorteil der absoluten Wasserdichtigkeit und erlauben schon bei einlagiger Deckung Dachneigungen bis herunter zu 1°. Für Flachdächer mit einer Neigung über 6° (~ 10 %) kommen als Eindeckung auch Wellbleche und Well-Asbestzement in Frage, ferner Metalldächer in Falz- oder Klebetechnik.

Für alle Deckungen ist die einwandfreie handwerkliche Ausführung besonders wichtig, weil mit ihr die Qualität des Daches steht und fällt. Fehlerquellen bei der Verlegung wirken sich besonders deshalb sehr zeitraubend und kostspielig aus, weil bei fertig verlegten Flachdächern, bei dem Schäden auftreten, sehr schwer festzustellen ist, wo die Ursache der Schäden liegt.

Für die Wärmedämmschicht haben sich in den letzten Jahren Dämmplatten aus folgenden Materialien behauptet: Stroh, Holzspläne, Holzfasern, Kunststoffe, Glasschaum, Torf, Kork.

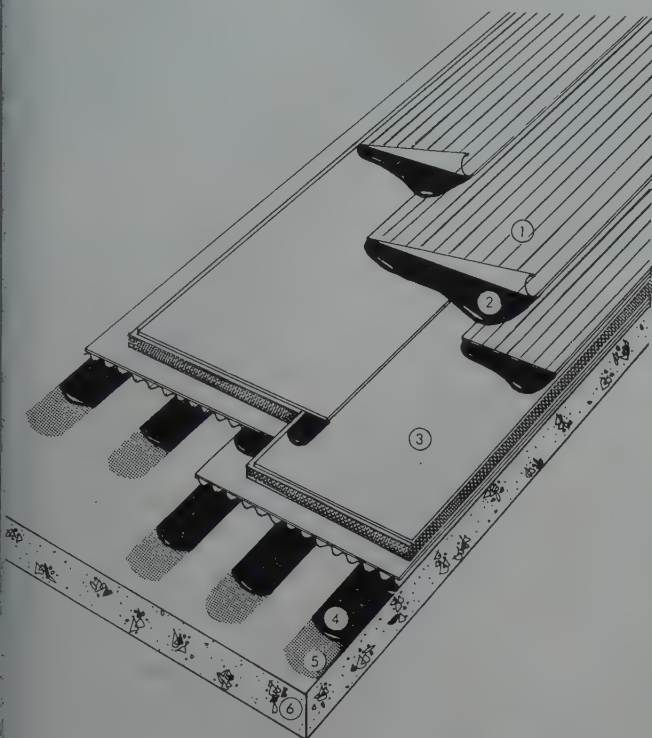
Für die Dicke der Dämmschicht sind zwei Überlegungen maßgebend. Einmal muß der Wärmedurchgangswiderstand des gesamten Daches mit der Heizungsrechnung für die darunter liegenden Räume abgestimmt sein. Zum anderen muß die Dämmschicht so bemessen sein, daß der Taupunkt zur Vermeidung von Kondenswasserbildung in der Tragdecke noch in den Bereich der eigentlichen Dämmschicht, also oberhalb der Sperrschicht zu liegen kommt. Der Unterschied zwischen beiden Überlegungen besteht darin, daß für die Berechnung des Wärmedurchlaufwiderstandes in Abhängigkeit von der Heizungsbelastung nur die Temperatur zu berücksichtigen ist, in der Berechnung des Taupunktes jedoch Temperaturen und Feuchtigkeitsverhältnisse eingehen. Bis zu einer relativen Feuchtigkeit von 60 % ist nur eine Kondenswasserbildung im Dach kaum zu rechnen, sofern das Dach richtig ausgebildet ist und seine Wärmedämmung die in DIN 4108 „Wärmeschutz im Hochbau“, Tafel 3 festgelegten Mindestwerten entspricht. In Gewerbe- und Industriebetrieben treten jedoch häufig höhere Feuchtigkeitswerte auf. Für Dächer über solchen Räumen ist der Mindestdämmwert nach der Taupunktformel zu bemessen.

Die Dampfsperre ist die Schicht, die die meisten Probleme am flachen Dach aufwirft. Sie wird aus den gleichen Stoffen hergestellt wie die Dachhaut: Dachpappen, Bitumen- oder Asphalt-schichten, Kunststoff- und Metallfolien. Diese Stoffe erfüllen

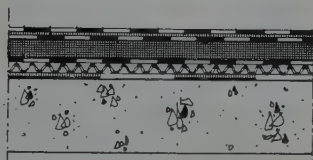
e Forderung, die an die Dachhaut gestellt wird, nämlich asserdicht zu sein, einwandfrei. Aber die Forderung, die an die ampfsperre normalerweise zu stellen ist, nicht nur wasserdicht, ndern auch dampfdicht zu sein, erfüllen sie sehr unvollkom-en. Das liegt daran, daß es gar keine geeigneten dampfdichten

Stoffe gibt. Selbst Metallfolien sind — wenn auch nur in ganz geringem Maße — dampfdurchlässig. Man sollte deshalb nicht von Dampfsperren, sondern nur von Dampfbremsen sprechen. Stets sollte jedoch die Dampfsperre unter der Wärmedämm-schicht dampfdichter sein als die darüber befindliche Dachhaut.

Beispiel: Dachpappe-Deckung mit Hartschaum-Dämmplatten (Awatekt) auf Stahlbetonplatte



Isolit-Bitumen-Dachpappe
Heißfl. Bitumen-Klebmasse
Awatekt-W-Platte
Heißfl. Bitumen-Klebmasse
Kaltfl. Bitumen-Voranstrich
Stahlbeton-Dachplatte



Dachkonstruktion	Berechnungs-gewicht kg/m ²	Richtpreis DM/m ²	Dicke d m	Wärmeleitzahl λ kcal/mh [°]	Wärmedurch-labwiderstand 1/ λ m ² h [°] /kcal
1 500er Dachpappe Isolite	2,5	3,70	0,003	0,16	0,019
2 Heißflüssige Bitumenklebemasse	2,0		0,002	0,15	0,013
3 500er Dachpappe-Strapazoid	2,0	10,90	0,003	0,16	0,019
Styropor-Dämmplatte Rgw. 25 kg/m ³	0,4		0,015	0,035	0,428
Kosmos-Well-Entlüftungspappe	2,0		(0,005) 0,002	(Luft-schicht) 0,16	0,160 0,013
4 Heißflüssige Bitumenklebemasse	1,0	0,40	0,001	0,15	0,007
5 Kaltflüssiger Bitumenvoranstrich	0,2		—	—	—
Werte für die Dachhaut	10,1	15,00	0,031	—	0,659
6 Stahlbetonplatte	288,0	—	0,12	1,75	0,069
Werte für die gesamte Dachkonstruktion	298,1	—	0,151	—	0,728
Wärmeübergangswiderstände $\left(\frac{1}{\alpha_i} + \frac{1}{\alpha_a}\right)$ m ² h [°] /kcal					0,19
Wärmedurchgangswiderstand 1/k m ² h [°] /kcal					0,918
Wärmedurchgangszahl k kcal/m ² h [°]					1,09

Unterkonstruktion

Massive Dachplatte (Stahlbeton-, Stahlstein- oder Stahlbetonrippendecke), gegebenenfalls mit Ausgleichs- oder Gefällestrich.

Die Betonflächen müssen planeben, trocken und sauber gereinigt sein.

Als Unterkonstruktion können ebenso vorgefertigte Platten aus Stahlbeton oder Leichtbeton oder Holzschalung verwendet werden.

Dachdeckung

Aufbau der Dachdeckung in dem abgebildeten Beispiel: Hartschaum-Dämmplatte „Awatekt“, „Isolit“-Bitumendachpappe.

Die Awatekt-W-Dämmplatte vereinigt Lüftungsschicht, Dampfsperre, Dämmplatte und erste Lage Dachpappe in einem Bauelement. Die eigentliche Dämmplatte besteht aus Styropor. Lieferung in Stärken ab 15 mm und in Raumgewichten von 15 bis 30 kg/m³. Hohes Raumgewicht bedingt bessere Trittfestigkeit. Wärmeleitzahl $\lambda = 0,035$ kcal/mh[°] C nach DIN 4108 und DIN 52612 Bl. 2. Plattengröße 50 × 100 cm.

Die Platten sind an der Oberseite mit einer Lage Dachpappe 333 oder 500 beklebt, an der Unterseite ist eine Schicht Kosmos-Well-Entlüftungspappe aufgeklebt. Die Wellpappe besteht aus einer glatten und einer gewellten Schicht und ist mit Steinkohlenteerpech imprägniert. Sowohl die Ober- als auch die Unterlage haben an zwei benachbarten Seiten einen

Überstand von 5 bis 6 cm, der zur Überlappung der Platten dient. An den gegenüberliegenden Seiten steht die Dachpappe um einige mm zurück, so daß die Dämmplatten fest und federnd aneinandergeschoben werden können. Nach Verklebung der überstehenden Ränder ist eine dichte Verbindung der Dampfsperre, der Dämmschicht und der Oberlage gewährleistet.

2.3 Als oberste Lage wird eine Isolit-Dachpappe verlegt. Isolit-Dachpappe ist eine 500er Bitumendachpappe, die leicht schlangenförmig gewellt ist. Durch diese Wellung wird eine erhöhte Dehnfähigkeit bis zu 15 % erreicht (Normalwert 3 %). Alu-Isolit-Dachpappe mit Aluminiumschuppenüberzug reflektiert die Sonnenstrahlen und bewirkt eine Minderung der Wärmeabsorption bis auf 35 %. Hierdurch wird das Austrocknen der Bitumenmasse verringert.

2.4 Wird auf eine besonders lange Haltbarkeit der Eindeckung Wert gelegt, so wird empfohlen, noch eine 333er Bitumendachpappe als Zwischenlage vorzusehen.

3 Verlegung

3.1 Auf die trockene, sauber abgefegte Dachfläche werden in Gefällerrichtung ca. 20 cm breite Streifen in 20 cm Abstand mit kaltflüssigem Voranstrichmittel aufgebracht (Verbrauch 0,15 kg/m²).

3.2 Nach Durchtrodden des Voranstrichs (ca. 24 Std.) sind die vorgestrichenen Streifen in der Breite einer Awatekt-Platte mit heißflüssigem Bitumen 85/25 etwa 2 mm dick zu bestreichen (Verbrauch 1 kg/m²). Vor dem Aufkleben der nächsten Platte

sind die Überdeckungsänder der Dampfsperre und der oberen Dachpappe ebenfalls vorzustreichen. Die Platten sind mit den Hartschaumkanten fest aneinanderzuschieben und die Überlappungen müssen fest angedrückt werden. Die Rillen der Wellpappe müssen wie die Voranstrichstreifen in Gefällerrichtung liegen.

3.3 Auf die Dämmplatten wird die Oberlage aus Isolit in heißflüssigem Bitumen 85/25 aufgeklebt (Verbrauch etwa 2,0 kg/m²). Die Klebmasse soll sowohl auf der Dachfläche wie unter der aufzuklebenden Rolle vorgestrichen werden, damit eine vollsattte Verklebung der wellenförmig geprägten Dachpappe garantiert ist. Am Rande soll die Klebmasse 2 bis 3 mm herausquellen.

4 Eigenschaften

4.1 Die an der Unterseite der Awatekt-W-Dämmplatte aufgeklebte Well-Entlüftungspappe wirkt dampfdruckausgleichend. Feuchtigkeit, die aus der Unterkonstruktion aufsteigt, kann sich verteilen und an den Dachrändern entweichen.

4.2 Die hohe Dehnfähigkeit von Isolit-Dachpappe gestattet die rissefreie Aufnahme von Spannungen aus Temperaturunterschieden oder Formänderungen der Unterkonstruktion. Isolit-Dachpappe ist besonders geeignet zum Überkleben aller Dachflächen mit Rissen und Sprüngen.

5 Dachneigung

Geringste Dachneigung: 3° (~ 5 %).

6 Hersteller

Awatekt und Isolit: A. W. Andernach KG, Beuel am Rhein.

Sonst ist es nur eine Frage der Zeit, bis die Dämmschicht durchfeuchtet ist und Schäden in der Dachkonstruktion auftreten.

Einen Ausgleich des Dampfdruckes soll die Lüftungsschicht ermöglichen, durch die die Wirksamkeit der Sperrschicht erhöht wird. Die Frage nach der Dampfdurchlässigkeit der verschiedenen Sperrschichten verliert demnach beim Vorhandensein einer Lüftungsschicht an Bedeutung. Man sollte deshalb künftighin auf die Ausbildung der Lüftungsschicht denselben Wert wie auf die Dampfsperre legen. Für die Auslegung einer Lüftungsschicht gibt es verschiedene Möglichkeiten, für die gewellte oder gefaltete Pappen oder Lochpappen, die nur punktwise geheftet werden, zur Verfügung stehen. Ganz gleich, wie aber die Lüftungsschicht im einzelnen ausgebildet ist, wichtig ist, daß sie seitlich Verbindung mit der Außenluft hat und nicht am Dachrand „verklebt“ sein darf.

Die Auswahl der Beispiele in der oben erwähnten Veröffentlichung verfolgt das Ziel, die aufgezeigten verschiedenen Möglichkeiten für die Ausbildung des flachen Daches jeweils durch mindestens ein Beispiel zu belegen und damit den Zusammenhang zwischen den theoretischen Überlegungen und den praktischen Ausführungen, die heute üblich sind, herzustellen (s. das Muster dieser Beispiele auf S. 473).

Für jedes Beispiel sind in einer Tabelle die Abmessungen, Gewichte, Wärmeleitzahlen, Wärmedurchlaßwiderstände, die Wärmedurchgangszahl für das gesamte Dach und Richtpreise zusammengestellt. Die Richtpreise sind unverbindliche Angaben und beziehen sich auf eine Halle mit 1000 m² Dachfläche als Vergleichsobjekt. Die Beschreibungen und Verlegeanweisungen gehen zurück auf gesammelte Erfahrungen und Angaben der Hersteller.

Dr.-Ing. Ulrich Maerker, Braunschweig.

DK 621.311.25 : 621.039.577 : 624.9.004.1 (426.7)

Kernkraftwerk „Bradwell“

Das Kernkraftwerk „Bradwell“, das an der Küste von Essex von der Nuclear Power Plant Company Ltd. für die Central Electricity Authority errichtet wird, gehört zu den in Anlehnung an den Calder Hall-Typ projektierten Großkraftwerken der 1. Baustufe des umfangreichen britischen Kernkraftwerk-Bauprogramms. Das mit zwei gleichartigen Reaktoren vom graphitmoderierten, gasgekühlten Typ mit einer Wärmeleistung von je 531 MW bestückte Kernkraftwerk wird eine elektrische Nettoleistung von 300 MW haben.

Die Hauptgebäude des Kernkraftwerkes sind die beiden nebeneinanderliegenden Reaktorhallen mit je zwei Seitenschiffen, in denen 2 × 3 Wärmeaustauscher mit unabhängigen Gaskreisläufen untergebracht sind, und die Turbinenhalle, die sechs 52 MW-Turbogeneratoren sowie drei Hilfs-Turbogeneratoren für den Betrieb der Gaszirkulation enthält. Abb. 1 zeigt eine perspektivische Ansicht der Gesamtanlage des Kernkraftwerkes und Abb. 2 eine Schnittansicht einer Reaktorhalle. Der Entwurf wurde in wesentlichem Maße von dem Einsatz eines Goliathkranes mit 54 m Stützweite der Brücke, 54 m lichter Höhe (44 m Hubhöhe) und 200 t Hubkapazität für die Durchführung der schweren Montagearbeiten bei der Errichtung der Reaktor- und Wärmeaustauscheranlagen mitbestimmt. Der Goliathkran bestreicht den Raum der Reaktor- und Wärmeaustauscher-Hallen, sowie die Baustellen-Montageplätze (Abb. 3).

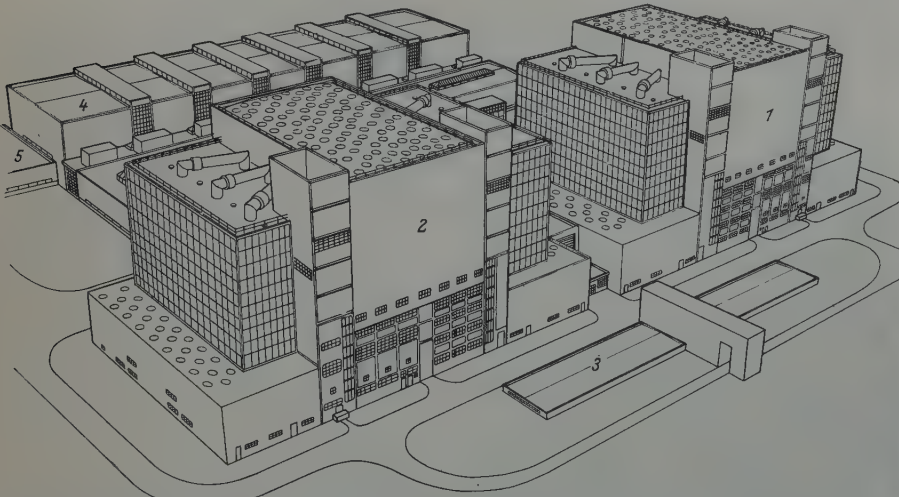


Abb. 1. Ansicht des im Bau befindlichen Kernkraftwerkes „Bradwell“ [2]; 1 Reaktor Nr. 1, 2 Reaktor Nr. 2, 3 Spaltstoff-Kühlbecken, 4 Turbinenhalle, 5 Werkstatt.

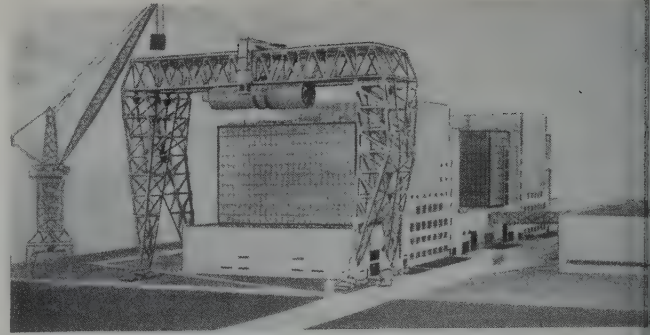


Abb. 3. Modell des 200-t-Goliathkranes beim Transport eines Kessels [3].

Der Reaktorkern ist ein 24seitiges Graphitprisma von 12,2 m Durchmesser und 7,9 m Höhe, das von vertikalen Spaltstoffkanälen durchdrungen wird und von einem 0,8 m dicken Reflektor umgeben ist. Das Gesamtgewicht des Graphits je Reaktor beträgt 1910 t und das Gewicht des Urans 240 t. Die Stützung des Reaktorkernes erfolgt durch einen Trägerrost innerhalb des sphärischen Druckbehälters. Auf dem Trägerrost liegen die Stahlplatten, die den Graphitkern über Kugellager abstützen, so daß unterschiedliche Wärmedehnungen von Graphit und Trägerrost ermöglicht werden. Die Lasten werden durch die Schale hindurch in ein System von 24 kurzen Stahlstützen übertragen (Abb. 4). Laden und Entladen der Reaktoren erfolgt während des Betriebes von der Oberseite aus.

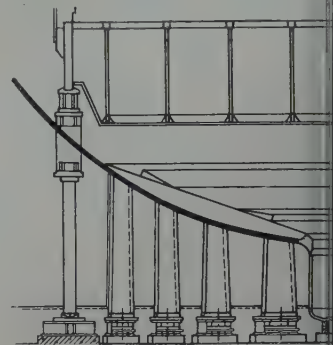


Abb. 4. Stützkonstruktion von Reaktorkern und Druckbehälter (schematisch) [1].

Als Wärmeträger wird CO₂ verwendet. Der Betriebsdruck ist 10 atü, die Einlaß-Gastemperatur beträgt 180° C, die Auslaßtemperatur 390° C. Der Reaktor-Druckbehälter ist eine stählerne Kugelschale von 20,4 m Durchmesser mit einer Blechdicke zwischen 76 und 104 mm. Die sphärische Form des Druckbehälters hat einerseits technische Vorzüge gegenüber einem zylindrischen Druckbehälter, wie er bei den Calder Hall-Reaktoren verwendet wurde, andererseits bedingt der größte äquatoriale Durchmesser mehr Beton in der biologischen Abschirmung, sowie ausgedehntere Fundamente und eine größere Reaktorhalle.

Die einzelnen Bleche der Druckbehälterschalen wurden an der Baustelle zu Ringen mit bis zu 200 t Gewicht zusammengeschweißt, die mit Hilfe des Goliathkranes (Abb. 5) in den Reaktorraum hineingehoben und dort verschweißt wurden. Die Vorfertigung von Behälterringen gestattet das gleichzeitige Arbeiten an mehreren Ringen und den wirtschaftlichen Einsatz

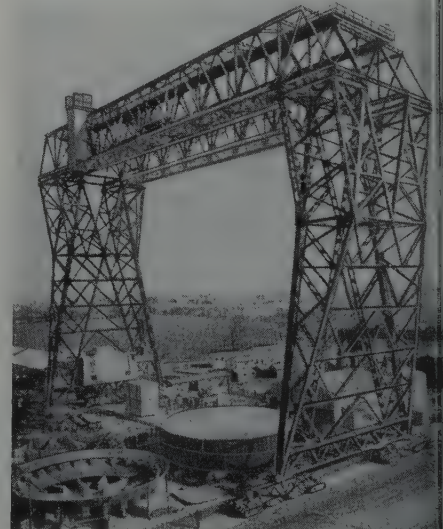


Abb. 5. Goliathkran auf dem Montageplatz des Druckbehälters [5].

tomatischer Schweißmaschi-
n. Die Montage der Druck-
hälterschalen und der Bau
r Beton-Strahlenabschir-
ungswände gingen gleich-
fend vonstatten. Nach sei-
r Fertigstellung wurde der
ruckbehälter mit einer
ärmeisolierung bedeckt, und
seinem Inneren wurde für
s Spannungsfreigleihen der
hale ein riesiger elektrischer
eizofen installiert: ein Röh-
nkäfig aus nichtrostendem
ahl, in den mehr als 2000 kW
geleitet wurden. Auf das
annungsfreigleihen folgte ein
eumatischer Druckversuch,
i dem zur Kontrolle der krich-
en Stellen der Konstruk-
n mehrere hundert Deh-
nungsmesser angebracht wur-
n. — Die zylindrischen
Wärmeaustauscherschalen
8 m Durchmesser, 26,6 m
inge) wurden im Werk fertig
rgestellt und einen 400 km
eiten Seeweg bis zur Bau-
elle geschleppt, wo sie vom
liathkran aufgestellt wurden.

Der Reaktor-Druckbehälter
völlständig von einer pri-
ären biologischen Abschir-
ung umgeben, deren 260 cm
cke Wände aus gewöhn-
hem Kiesbeton bestehen.
ür den Bau der Decke, durch
e die Spaltstoff-Lade-Ent-
de-Geräte und die Kontroll-
parate arbeiten, wurde ört-
h Barytbeton verwendet, um
Deckendicke gering zu hal-
n. Sekundäre Stahlbeton-Ab-
hirmungswände umschließen
e gesamte Reaktoranlage und
rdecken die Öffnungen in
er primären Strahlenabschir-
ung. Abb. 6 zeigt einen
rundriß und Abb. 7 einen
vertikalschnitt durch die Ab-
hirmungskonstruktion. Um
nen schnellen Arbeitsfort-
schritt zu gewährleisten, wurde
ie obere thermische Abschir-
ung als freitragende Stahlblechkuppel ausgebildet, und man
erzichtete auf einen Kühlluftzwischenraum zwischen ther-
ischer und biologischer Abschirmung. Die Stahlblechkuppel
wurde auf der Baustelle vorgefertigt. Unmittelbar nach Fertig-
ellung der Druckbehälterschale wurde sie auf die Abschirmungs-
wände aufgesetzt und als Schalung für das Betonieren der
Decke verwendet.

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

Literatur

1. R. D. Vaughan: Bradwell-on-Sea Nuclear Power Station. Nuclear Engng. Vol. 2 (1957), No. 13, S. 140—145.
2. A. H. Brown: Civil Engineering at Bradwell. Nuclear Power. Vol. 2 (1957), No. 18, S. 403—406.

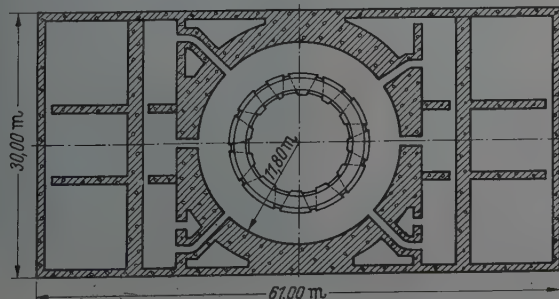


Abb. 6. Grundriß der Beton-Strahlenabschirmung [2].

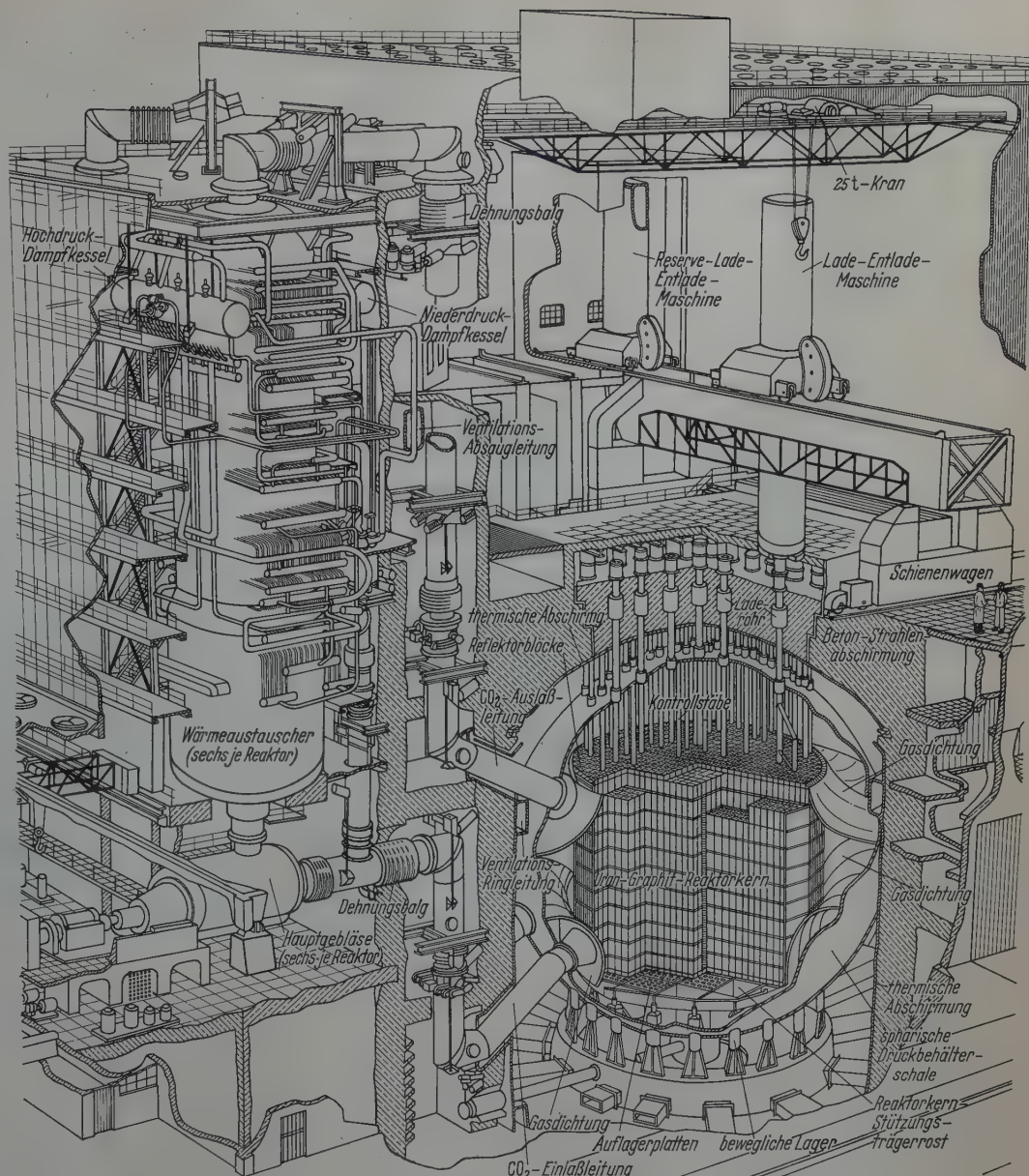


Abb. 2. Perspektivische Schnittansicht der Reaktorhalle [2].

3. Bradwell-Industry's Contribution. Nuclear Power, Vol. 2 (1957). No. 18, S. 431.
4. R. D. Vaughan and E. Anderson: Bradwell Nuclear Power Station. Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1.—13. September 1958, Paper A/CONF. 15/P/263.
5. Bradwell's Goliath Crane. Nuclear Engng., Vol. 3 (1958), No. 25, S. 167.

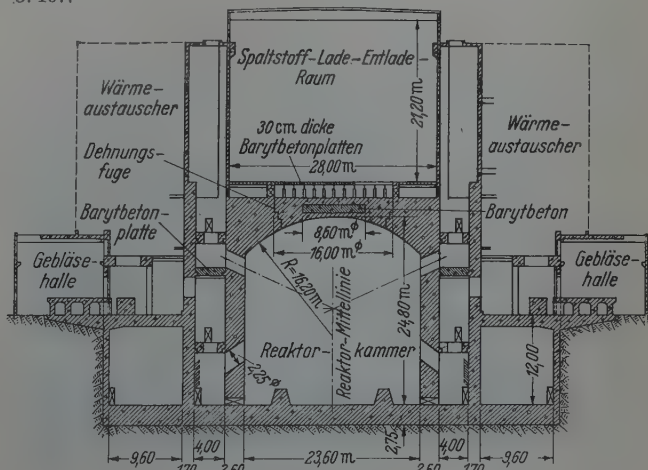


Abb. 7. Vertikalschnitt durch die Reaktorhalle [2].

DK 624.21.012.46 : 625.711.3 : 625.745.12 (684)

Spannbetonbrücke über den Tugela in Natal, Südafrika

Ungewöhnliche Probleme traten beim Bau der Autobahnbrücke aus Spannbeton über den Tugela in Natal, Südafrika, auf. Ursprünglich über sieben Öffnungen durchlaufend entworfen, mußte während der Bauausführung, durch ungewöhnliche Hochwasser veranlaßt, der Entwurf geändert werden, so daß zu guter Letzt zwei vorgespannte Teile von 291 m und 120 m Länge vorhanden waren (Abb. 1 und 2). Alle Pfeiler wurden mittels Betonsenk-kästen auf Felsen gegründet, wobei die Verbindung jedes Senkkastens mit dem Felsen durch Zementeinpressung bewirkt wurde. Das Einzugsgebiet an der Baustelle beträgt 28 500 km², die mittlere jährliche Niederschlagshöhe um 1000 mm. Das Mittelwasser beläuft sich auf $MQ = 142 \text{ m}^3/\text{s}$, aber nach den Beobachtungen in den letzten 35 Jahren war das $NNQ = 3,4 \text{ m}^3/\text{s}$ und das $HHQ = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$.

aufgehängten Endauflager des Fachwerks unter dem Einhängträger während des Einbringens des Betons vorgesehen werden. Im übrigen bestanden die Schalungsträger aus zwei durchlaufenden Stahlfachwerken unter jedem Hauptträger. Sie waren auf Stützweiten von 12,2 m auf Stahltürmen aufgelagert, die auf Holzpfeilern mit Betonkappen gegründet waren. Die durchlaufenden Träger gingen mit je 24,4 m Stützweite an beiden Seiten bis zu den Pfeilern weiter.

Die Vorspannung der Kabel in Balkenmitte und über den Pfeilern sollte größere Momente hervorrufen, Stöße und Spannstellen lagen in den Viertelpunkten jeder Öffnung. Das Heben des Spannbetons eines Überbaues von 61 m ging wie folgt vonstatten: Der Überbau bestand anfänglich aus zwei Kragträgern von je 15 m über den Pfeilern und einem Eihängträger von 31 m. Nach Fertigstellung eines Überbaues wurde der nächste Pfeiler erbaut. Bei diesem wurden dann die Kragarme erstellt und zunächst spannungslos belassen, nur gehalten durch Abstützungen. Danach wurde für den Eihängträger Schalung



Abb. 1. Wegen Verschiebung eines Pfeilersenk-kastens durch Hochwasser mußten drei Überbauten der Tugelabrücke umdimensioniert werden.

Die Brücke im Zuge der Straße von Durban zum Zululand hat eine Länge von 411 m zwischen den Widerlagern und eine Höhe von 18,3 m über Niedrigwasserspiegel. Der ursprüngliche Entwurf sah sieben Überbauten vor, fünf von 61 m und zwei von 53,3 m Stützweite. Die 10,95 m breite Brücke besaß zwei vorgespannte Hauptträger im Abstand von 5,70 m. Die Hauptträger waren 1,82 m bzw. 2,58 m hoch und 1,12 m breit. Wegen der starken Korrosion im Küstengebiet des Ozeans wurde eine Brücke aus Stahl verworfen.

Beim hier angewandten Vorspannsystem wurden parallel-drähtige, aus 24 Drähten von 7,1 mm ϕ bestehende Kabel verwendet. Die Bruchfestigkeit des Stahls betrug 15 000 kg/cm². Die Hauptträger wurden nach Betonierung und Vorspannung der Fahrbahn nachgespannt. Die Nachspannung geschah erst, als der Beton eine Druckfestigkeit von 315 kg/cm² erreicht hatte. Beim Bau wurde angestrebt, den Kabeln eine solche Form zu geben, daß gleiche Kabelkräfte in den zeitweiligen Krag- wie Eihängträgern auftraten. Eine genauere Berechnung ergab, daß eine flachere Krümmung der Kabel angebracht war. Zusätzlich mußten an den Kragträgerenden Gegengewichte in Form der

und Rüstung erstellt, die Spannkabel des Eihängträgers mit denen der Kragträger durch Muffen verbunden, der Beton eingebracht und die Kabel vorgespannt. Wenn die Vorspannung eines ganzen Überbaues auf diese Weise fertiggestellt war, wurde der nächste Pfeiler gebaut und derselbe Vorgang wiederholt sich. Es war ursprünglich beabsichtigt, die ganze Brücke so zu bauen, wobei die letzten beiden Überbauten wegen der geringeren Stützweite geringfügig geändert worden wären. Das Verfahren wurde jedoch unter den Bedingungen des Baues abgeändert.

Während des Baues trat plötzlich ein Hochwasser ein. Zuerst hatte eine Anschwellung des Flusses von rd. drei Metern eine geringe Verschiebung eines Pfeilersenk-kastens zur Folge. Als es nach längerer Arbeit gerade wieder an die richtige Stelle gebracht worden war, kam ein noch größeres Hochwasser, das den Senkkasten im Unterwasser des Stromes zum Verschwinden brachte. Man fand ihn später unter 5 m Schlick auf der Seite liegend vor, seine ursprüngliche Lage versperrend. Den Senkkasten wieder in die richtige Lage zu bringen, erwies sich als unwirtschaftlich. Aus diesem Grunde mußte der Grenzpfiler zu den fünf schon fertiggestellten Überbauten oben verbreitert werden, um zwei Brückenlager aufzunehmen. Die beiden letzten Überbauten sind dagegen ebenfalls durchlaufend berechnet worden. Es mußten drei Überbauten umdimensioniert werden.



Abb. 2. Die fünf vor dem Eintreten des Hochwasserschadens bereits fertiggestellten Überbauten.

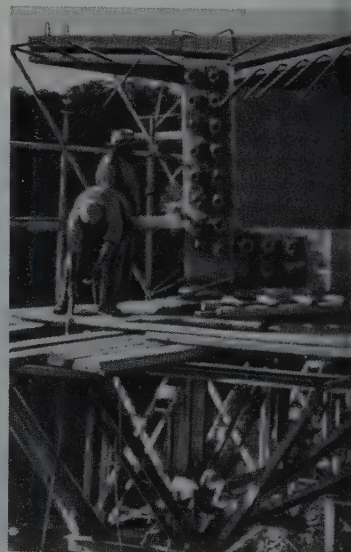


Abb. 3. Einzelheiten des Kragträger-endes des umdimensionierten Überbaues.

Bei diesen Überbauten mußte am Gewicht der Stege gespart werden, indem sie viel schmaler gemacht wurden mit einer un-
ten, nach innen verlaufenden Sohlplatte. Durch diese Sohl-
platte wurde ein ausreichendes Trägheitsmoment erreicht. Scha-
lag und Kabelverlegung waren recht schwierig. Nur 16 Kabel
nnten in jedem Trägersteg gestoßen werden, die sechs anderen
liefen in der unteren Platte des Plattenbalkens (Abb. 3). Ein
rkes Anwachsen der Bügelbewehrung war notwendig, und die
sammendrängung der Bewehrung war notwendig, und die
sonders stark. Die Brücke kostete 687 000 Doll., das sind nur
3 Doll./m². [Nach: Prestressed bridge is redesigned in mid-
eam. Engng. News Rec. 163 (1959) No. 24, S. 34—37.]

Dr.-Ing. F. Orth, Berlin.

K 691.88 : 621.882.2/.3 (047.6)

Hochfeste Schrauben mit genocktem Schaft

Beim Bau von ca. 120 m hohen Freileitungsmasten am St. Lo-
z-Strom verwendete man hochfeste Schrauben mit genocktem
aft nach Abb. 1.

Um einen guten Sitz des Schraubenschaftes ohne Spiel und
mit möglichst geringen Schlupf in den beanspruchten Verbin-
ngen zu erreichen, wurden die Schrauben mit dem Hammer
die Löcher getrieben. Zum besseren Schlagen besaß der sonst
de Schraubenkopf eine Abflachung. Während des Eintreibens
ßen sich die relativ harten Nocken in den weicheren Werk-
ff der zu verbindenden Bauglieder ein. Auf diese Art sollte
einwandfreier Pass-Sitz der Schraube erreicht werden. Loch-
rhmesser und Abmessungen der Nocken waren dabei so ab-
stimmt, daß sich die Schraube einerseits noch von Hand ein-
lagen ließ und andererseits beim Schlagen keine Werkstoff-
e aus dem Loch herausgetrieben wurden. Eine weitere Vor-
ssetzung für die Verwendung derartiger Schrauben war, daß
e Länge des genockten Schaftteiles genau der Dicke der zu
rbindenden Bauteile entsprach.

Unterlegscheiben wurden bei den erwähnten Masten nicht
wendet. Jedoch war die Innenseite des Schraubenkopfes kon-
v ausgebildet, so daß nur dessen Rand auf dem Bauteil auflag
d die Klemmkraft möglichst fern vom Lochrand eingeleitet

wurden. Eine ähnliche Anordnung fand sich auch bei der Schrau-
benmutter.

Die hochfesten Schrauben erhielten keine planmäßige Vor-
spannung, sie wurden nur mit einem normalen Schlüssel von
Hand angezogen. Der Grund hierfür war, daß das Arbeiten mit
den in Amerika üblichen druckluftgetriebenen Schlagschraubern
in 120 m Höhe wegen der langen Zuleitungen unwirtschaftlich
ist. Weitere Gründe sind wohl darin zu suchen, daß einerseits
die zu verbindenden Bauteile verzinkt waren — also einen rela-
tiv geringen Reibungsbeiwert besaßen —, andererseits in Ame-
rika bei der Verwendung von hochfesten Schrauben dem Rei-
bungsschluß bzw. der Überwindung der Gleitgrenze nicht solche
Bedeutung zugemessen wird wie in den deutschen Richtlinien [1].
Es wird also hauptsächlich die höhere Scherfestigkeit der hoch-
festen Schrauben ausgenutzt.

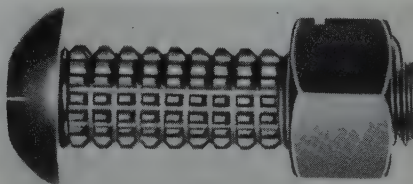


Abb. 1. Hochfeste Schraube mit genocktem Schaft.

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit solcher Verbindungen und
zum Verhalten des Grundmaterials beim Einschlagen der Schrau-
ben (Entstehung von Kerbrissen in den Lochleibungen) wurden
Versuche bei normalen und niedrigen Temperaturen durch-
geführt. — [Nach S. C. Dickert, Jr.: Interrupted-rib bolts
advantageous for towers. Civ. Engng. 30 (1960), No. 2, S. 52—53.]
W. Steinbach, Berlin.

Literatur

1. Steinhardt u. Möhler: Versuche zur Anwendung vor-
gespannter Schrauben im Stahlbau, I. u. II. Teil. Berichte des Deut-
schen Ausschusses für Stahlbau, (1954) H. 18 und (1959) H. 22. Stahl-
bau-Verlags-GmbH. Köln.

Buchbesprechungen

K 539.214.001.1 : 539.37 (023) = 51

Stassi d'Alia, F.: *Teoria della Plasticità e sue Applicazioni*
e Plasticitätstheorie und ihre Anwendungen). 233 S.,
8 × 25 cm. Palermo: Denaro 1958. Brosch. 3500 Lire.

Unter den Plastizitätstheorien, die heute am häufigsten Anwen-
den finden, setzt die von Tresca-de Saint Venant-Lévy der
aximalen Schubspannung eine Grenze und die von Huber-
Mises-Hencky begrenzt die Gestaltänderungsarbeit.

Beiden Theorien, die viele Berührungspunkte aufweisen, mangelt
noch besonders zwei Dinge fundamentaler Wichtigkeit, die ihre
Anwendung entsprechend einschränken: bei gleicher Größe und posi-
onen Vorzeichen können die drei Hauptspannungen unendlich große
erte erreichen; die Druckfestigkeit wird gleich der Zugfestigkeit
genommen, während diese Gleichheit nur bei geschmeidigen Met-
llen weit unter ihrem Schmelzpunkt auftritt, und zwar nur an-
herungsweise.

Diese offensichtlichen Ungenauigkeiten der beiden erwähnten
theorien — und vieler anderer, auch aus jüngster Zeit — werden
ch die Theorie des Prof. Stassi d'Alia ausschaltet, einer
eorie, die auf Materialien verschiedenartigster technologischer und
chanischer Eigenschaften anwendbar ist: von geschmeidigen Mate-
rien bis zu nicht geschmeidigen, von letzteren bis zu steinernen,
indigen und bröckeligen Materialien.

Das Buch, das hier besprochen wird, umfaßt drei Teile. Der erste
il behandelt das Gleichgewicht des Elementarkörpers, seine Ver-
rmung und die Formänderungsarbeit. Im zweiten Teil kommt der
rfasser nach einer umfassenden, kritischen Überprüfung der Plasti-
zitätstheorien, die bis heute entwickelt worden sind, zu seiner Plasti-
zitätsbedingung, indem er annimmt, daß die Gestaltänderungsarbeit
t der Zunahme der mittleren Hauptspannung wächst. Diese Plasti-
zitätsbedingung wird analytisch durch eine Gleichung zweiten Grades,
der die drei Hauptspannungen zueinander in Beziehung gesetzt
d, ausgedrückt und stellt sich graphisch durch ein Rotations-
rabeloid dar. Im dritten Teil wird dann die entwickelte Plastizitäts-
eorie auf das Studium achsensymmetrischer Körper im Falle äußerer
anspruchung angewandt.

Das neue Buch, dessen Übersetzung ins Deutsche vorgesehen ist,
rd im Gegensatz zur italienischen Originalausgabe auch zahlreiche
arianten und Zusätze enthalten, und zwar: die Entwicklung der
eorie für die Berechnung von Hohlzylindern; die Berechnung der
hklugel im Anfangsstadium der Plastizität, bei völliger Plastizität
d im elastisch-plastischen Stadium; das Studium über das Schmie-
en von Metallen usw. Zahlreiche Nomogramme erleichtern das Auf-
den der gesuchten Lösungen.

Außerdem liegt eine reiche Sammlung experimenteller Daten vor,
die, verglichen mit den Ergebnissen der neuen Theorie, deren Gültig-
keit in erstaunlicher Weise bestätigen.

L. Cuoco, Hannover.

DK 624.074.4 (082.1 : 023)

Mathys, R.: *Beiträge zur Lösung von Scheibenproblemen*.
Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik an der Eidg. Tech-
nischen Hochschule in Zürich, Nr. 34. 96 S., 15,4 × 22,4 cm, mit
25 Abb., Zürich: Verlag Leemann 1960. Brosch. 12,— Sfr.

Das von Stüssi in die Baustatik eingeführte „Knotenlastver-
fahren“ wird zur näherungsweisen Lösung ebener Randwertaufgaben
herangezogen. Hierbei sind beispielsweise bei einem reinen Rand-
wertproblem die stetig längs des Randes vorgegebenen Kräfte durch
ein äquivalentes Einzelkraftsystem zu ersetzen. Das gleiche geschieht
mit den aus dem Lösungsansatz folgenden Randkräften. Durch
paarweises Gleichsetzen der in den Randintervall-Endpunkten an-
greifenden „Knoten“-Lasten können die Ansatzkonstanten bestimmt
werden.

Der Verfasser vergleicht dieses Verfahren für eine „Nullbelastung“
(Randbelastung, die ein Gleichgewichtssystem bildet), mit dem der
punktweisen Erfüllung der Randbedingungen einerseits und dem
Prinzip vom Minimum der Fehlerquadratsumme andererseits; es er-
weist sich als arbeitssparend und — abgesehen von einer kleinen
Randzone — als sehr genau. Ist die vorgegebene Randbelastung
kein Gleichgewichtssystem, so kann sie immer durch zwei Teil-
„Nullbelastungen“ ersetzt werden.

Je ein Abschnitt ist dem Halbstreifen und der Rechteckscheibe ge-
widmet. Die von Fadle nach dem Prinzip des Min. d. Fehler-
quadratsumme ermittelten Konstanten werden hier mit Hilfe des
Knotenlastverfahrens gewonnen. An einem Beispiel werden die bei-
den Verfahren gegenübergestellt.

Für die parallelogrammförmige Scheibe werden nur bekannte
Ausdrücke in schiefwinkligen Koordinaten angeführt. Ein nume-
risches Beispiel wird nicht durchgerechnet, weil vor allem die Ta-
bellierung gewisser längerer Ausdrücke noch fehlt. Die Zahl der
Parameter würde sich hier, wegen der Abhängigkeit vom Neigungs-
winkel, gegenüber der Rechteckscheibe von zwei auf drei erhöhen.

Als weiteres Beispiel wird schließlich noch der am kurzen Rand
eingespannte Halbstreifen unter gleichmäßiger Temperaturänderung
behandelt. Die Knoten-„Lasten“ der Randverschiebungen werden in
gleicher Weise gebildet wie bei Randbelastungen.

Da der Verfasser alle benötigten Grundbeziehungen sorgfältig zu-
sammengetragen hat, kann das Büchlein auch als handliche Formel-
sammlung dienen; eine Tabelle der von Fadle für die Rechteck-
scheibe ausgewerteten Ausdrücke ist abgedruckt.

E. Tungl, Wien.

DK 625.85 : 665.45 : 666.8/.9 : 691.16 : 620.1 (022) = 40

Arrambide, J., u. M. Duriez: Liants Routiers et Enrobés. Matériaux de Protection, Plâtre — Agglomérés — Bois (Straßenbaustoffe und Bindemittel). XXVIII u. 556 S., 15,5 × 24 cm, mit 85 Abb. Paris: Dunod 1959. Brosch. 23,— NFr.

Die Verfasser behandeln in 6 Kapiteln folgende Gebiete: Bituminöse Bindemittel und deren Prüfung, bituminöse Gemische einschl. der Mörtel; die Bauelemente der Straße einschl. Untergrund und Unterbau; die Feinstoffe, die Dichtungs- und die Schutzstoffe einschl. der Anstriche, des Kautschuks und der Kunststoffe; das Holz.

Die Eigenschaften, die Verwendung und die Prüfung von Baustoffen werden in jeder Beziehung eingehend erläutert, wobei allerdings der Verwendung im Straßenbau der weiteste Raum gegeben wird. Die einzuhaltenden Bestimmungen und Normen werden jeweils angeführt. Von besonderem Wert ist, daß nicht nur die französischen, sondern auch die deutschen, amerikanischen und englischen Normen und Anweisungen behandelt werden. Eine besondere Hervorhebung verdient die Aufführung der Prüfmethode. Außer den genormten und sonst bekannten Methoden werden auch sonst in der Literatur nur selten zu findende Untersuchungsmethoden genannt, wenn sie für die Beurteilung der Baustoffe von Wert sind. So findet man z. B. die in Deutschland vor mehr als 20 Jahren zur Normung vorgeschlagenen Kochproben nach Riedel-Weber zur Bestimmung der Haftfähigkeit bituminöser Bindemittel an verschiedenen Gesteinen. Sie finden Erwähnung in dem Abschnitt über die Haftmittel. Selbstverständlich ist auch dieses Spezialgebiet, auf dem M. Duriez bereits mehrfach mit Veröffentlichungen hervorgetreten ist, ganz ausgezeichnet zusammengestellt.

Diese kurzen Hinweise zeigen schon, mit welcher Gründlichkeit hier für den Ingenieur wertvollste Unterlagen zusammengestellt worden sind. Zahlreiche Zahlentafeln und graphische Darstellungen machen das Buch zu einem wertvollen Nachschlagewerk. Trotz der Fülle des Gebotenen ist es den Autoren gelungen, ein lebendiges Werk zu schaffen, das sinnvoll gegliedert alle wünschenswerten Auskünfte gibt. Die Verfasser empfehlen ihr Werk Ingenieuren und Technikern, Spezialisten und Laboranten der öffentlichen Dienste und des Baugewerbes. Das Buch wird für jeden, der sich mit Baustoffen, ihrer Verwendung und Prüfung beschäftigt, von bleibendem Wert sein.

E. Gerlach, Berlin.

DK 69.022 : 693.2.001.5 : 620.173 (047.1 : 023)

Gemauerte Wände. Druckversuche. Forschungsberichte des Bundesministers für Wohnungsbau. VIII u. 56 S. 21 × 29,7 cm, mit 69 Abb. u. 21 Zahlentafeln. Berlin: W. Ernst & Sohn 1960. Brosch. 13,— DM.

Unter diesem Titel sind sechs Versuchsreihen zusammengefaßt, zu deren Durchführung die allgemein bekannte Tatsache Anlaß gab, daß die Mauerwerksfestigkeit in keinem rechnerisch feststellbaren Zusammenhang mit der Stein- und Mörtelfestigkeit steht. Von den zahlreichen dabei auftretenden offenen Fragen wird in den vorliegenden Berichten

der Einfluß der Steinfestigkeits-Streuung,

die Abhängigkeit von der Art des Mauerverbandes,

die Auswirkung der Stoßfugenfüllung sowie

das Verhalten der Wände bei Vorhandensein von Fensteröffnungen und Stemschlitzten behandelt.

Die ersten beiden Untersuchungen vergleichen Mauerwerkskörper aus Hochlochziegeln oder Hohlblocksteinen, deren Festigkeiten in einem Fall möglichst wenig voneinander abweichend, im anderen aber stark unterschiedlich waren. Bei der dabei angewandten vorausgehenden Sortierung mußten die Steinfestigkeits nach Gewicht und Klangcharakter vor der Vermauerung geschätzt werden. Während ausgesucht gleichmäßige Ziegelsplitt-Hohlblocksteine (DIN 18 151) bis 15 % höhere Mauerwerksfestigkeiten ergaben, war bei Hochlochziegeln nur die dem ersten Anriß entsprechende Last um rund 30 % höher, die Bruchfestigkeit blieb aber praktisch gleich.

Bei Vergleich des Kreuzverbandes mit dem Binderverband und einem amerikanischen Verband (bei diesem folgt auf 5 Läufer-schichten 1 Binderschicht) ergaben sich praktisch gleiche Tragfähigkeiten der Mauerwerkskörper. Die ersten Anrisse traten jedoch unterschiedlich zunächst beim amerikanischen Verband (0,35), dann beim Kreuzverband (1,0) und schließlich beim Binderverband (1,22) auf. Dies wird zwanglos dadurch erklärt, daß die Bindersteine um so mehr durch unterschiedliche Zusammendrückung der Läufer-schichten beansprucht werden und vorzeitig brechen, je geringer ihr zahlenmäßiger Anteil ist.

Die vergleichenden Versuche zwischen Mauerwerkskörpern mit voll ausgemörtelten und leeren Stoßfugen zeigten, daß dadurch die ersten Anrisse bereits bei um 20 bis 30 % geringeren Lasten auftraten, während die Tragfähigkeiten nur um 10 % (bei Hochlochziegeln) und 3 % (bei Ziegelsplitt-Hohlblocksteinen) vermindert wurden.

Die an Gebäuden so häufig zu findenden, von den Fensterbrüstungen ausgehenden Risse traten auch bei den Belastungsversuchen an den mit Fensteröffnungen versehenen 2,5 m hohen und 3,375 m breiten Mauerwerkskörpern auf, und zwar — beachtenswerterweise — schon bei Druckbeanspruchungen der Wandpfeiler, die noch unterhalb der zulässigen Werte lagen.

Der letzte Versuchsbericht befaßt sich schließlich mit der Schwächung von Mauerwerkskörpern durch horizontale Stemschlitzte, die bis 33 % der Bruchlast betrug und durch ein in den Schlitz ein-

betoniertes U-Eisen auf rd. 17 % vermindert werden konnte. Konkrete, die versuchsweise statt der Stemschlitzte eingemauert worden waren, bewährten sich nicht, da sie die Tragfähigkeit um 54 % verminderten.

Die Berichte stellen somit einen wertvollen und lesenswerten Beitrag zur Klärung und Beurteilung der tatsächlich vorhandenen Tragfähigkeit von Mauerwerkskörpern dar.

F. Pilny, Berlin.

DK 691.771 : 624.014.71 : 72 (73) (079.3)

Aluminium in der Architektur der USA. Reiseber. Herausgegeben von der Aluminium-Zentrale e. V., Düsseldorf. 92 S. 21 × 29,7 cm, mit zahlr. Abb. Düsseldorf: Aluminium-Verlag 1960. Brosch. 6,— DM.

Nach einem detaillierten Reiseprogramm berichtet Prof. Tamm über Architektur und Städtebau in den USA. Er gibt einen geschichtlichen Überblick über die moderne Architektur mit ihren namhaftesten Architekten und geht dann über in die Beschreibung vieler ausgeführter Bauten in den besuchten Städten mit einem kritischen Blick über die Entwicklung der modernen Architektur. Vervollständigt wird der Bericht über Wohnungs- und Städtebau in den USA.

Beachtenswert ist eine Beschreibung von Walter Henn über die Arbeitsweise der amerikanischen Ingenieur- und Architektenbüros, die bis über 1000 Mitarbeiter zählen und es in der Planung bis zur Perfektion bringen.

Der reich bebilderte Aufsatz über die Anwendung des Aluminium zeigt Beispiele über die Verwendung im Hochbau, wobei der Werkstoff als Konstruktionselement oder nur als architektonische Spielerei benutzt wurde. Im Brückenbau ist das Aluminium auch erst im Anfangsstadium, jedoch sind schon mehrere Brücken, auch als Verbundträger, ausgeführt.

Den Abschluß bilden die technischen Daten mit den metallurgischen Eigenschaften, den Berechnungsgrundlagen und den verschiedensten Querschnittsformen der Profile. Vergleichsrechnungen mit Stahlquerschnitten sollen die Wirtschaftlichkeit demonstrieren.

Eine Aufstellung der ausgeführten Bauvorhaben und einige Grundrisse mit Detailskizzen sind als Anhang beigelegt.

W. Elsermann.

DK 628.2/.3 (023)

Hosang, W.: Stadtentwässerung. 3. überarbeitete Auflage. V u. 122 S., DIN C 5, mit 84 Abb. u. 10 Zahlentafeln. Stuttgart: B. G. Teubner 1959. Brosch. 10,60 DM; Geb. 12,60 DM.

Nach einer kurzen Einführung, die die Beschaffenheit und die Menge der städtischen Abwässer klarstellt, werden alle Angaben gemacht, die zur Herstellung eines städtischen Entwässerungsnetzes und der zugehörigen Kläranlage notwendig sind.

Der gute und klare Aufbau gestattet eine schnelle Orientierung und gibt trotz der Kürze, mit der der Stoff abgehandelt ist, jederzeit die notwendigen Auskünfte. Die in der 3. Auflage vorgenommenen Ergänzungen beziehen sich in der Hauptsache auf einige graphische Darstellungen, die Hinzufügung eines Berechnungsbeispiels für ein Leitungsnetz, die Ergänzung der DIN-Normen und der Schrifttums. Das Buch kann daher nicht nur dem Ingenieur, sondern auch denen empfohlen werden, die sich auf dem Gebiet der Stadtentwässerung schnell und klar unterrichten wollen.

E. Gerlach, Berlin.

DK 526.002.56 (023)

Heindl, R.: Vermessungstechnische Instrumente. Gebrauch, Prüfung und Berichtigung. 2. Aufl. 104 S., 15,5 × 23,5 cm, mit 112 Abb. München: R. Oldenbourg 1960. Brosch. 9,40 DM.

Daß das Buch von R. Heindl „Vermessungstechnische Instrumente“ in zweiter Auflage erschienen ist, ist ein Zeichen dafür, daß es einem Bedürfnis entspricht. In klarer und einfacher Weise werden vor allem Längenmeßgeräte, Instrumente für die Absteckung bestimmter Winkel, Nivellierinstrumente, die Winkeltrammel, Theodolit und Tachymeterinstrumente — diese auch für genauere Längenmessung — nebst ihren Hauptbestandteilen Fernrohr, Libelle und Bussole und schließlich Instrumente für die Flächenberechnung und Planheftstellung beschrieben und die Art ihres Gebrauchs, ihrer Prüfung und Berichtigung erläutert. Die zweite Auflage ist durch die Beschreibung von im vergangenen Jahrzehnt herausgekommenen Neuerungen wie z. B. automatische Horizontierung bei Nivellierinstrumenten und sich automatisch einstellende Ablesemarken bei Höhenkreisen ergänzt worden.

Die Abbildungen und der Druck sind ausgezeichnet. Kleinere Unebenheiten, die man feststellen könnte, beeinträchtigen den Gebrauchswert des Buches nicht. Es wird seinen Zweck, eine Einführung in die Instrumente und ihren Gebrauch zu geben, weiterhin gut erfüllen.

F. Hunger, Berlin.

DK 624.072.23 : 624.043 (083.6)

Tschirch, G.: Kurventabellen für die schnelle Berechnung vollkommen beliebiger Durchlaufträger bei vollkommen beliebiger Belastung. 24 S., Gr. 21 × 29,7 cm, 1959. Zu beziehen durch den Verfasser, Dortmund, Hüttemannstraße 58. Brosch. 8,— DM.

Die Stützmomente werden mit Systemkonstanten berechnet, die in Abhängigkeit von den Steifigkeitsverhältnissen in den Feldern in Kurventafeln dargestellt sind. Daneben werden Belastungsglieder angegeben und, wo die Veränderlichkeit der Belastung dies erfordert, als Funktion der Laststellung aufgetragen. Für Träger mit zwei, drei und vier Feldern können die Beiwerte direkt abgelesen werden. Bei fünf und mehr Feldern behandelt man zunächst Teilstücke, die erfüllt dann an den Trennstellen die Dreimomentengleichungen. Für Beispiele erläutern die Anwendung der Tafeln.

K.-H. Scheschonka, Berlin.

Verschiedenes

Hubert Hauthmann 65 Jahre

Am 11. 12. 1960 beging Herr Privatdozent Betriebsdirektor Dr.-Ing. Hubert Hauthmann, geb. in Kammer am Attersee, seinen 65. Geburtstag.

Hauthmann studierte von 1917 bis 1919 an der Technischen Hochschule Wien und von 1919 bis 1921 an der Montan. Hochschule Leoben. An der gleichen Hochschule war er von 1919 bis 1921 Assistent, promovierte zum Dr.-Ing. 1942 und habilitierte sich 1950. Während 2 1/2 Jahrzehnten (1921—1946) war Hauthmann bei der GHH Oberhausen an der Erforschung, Entwicklung und Verarbeitung des Stahles maßgeblich beteiligt; zuerst als wissenschaftlicher Sachbearbeiter der Metallographischen Abteilung, dann als deren Leiter, von 1933 bis 1946 als Leiter der Forschungsanstalt und von 1936 an als Betriebsdirektor mit Gesamtprokura.

Nach einer kurzen Tätigkeit bei der Fiat Review wurde Hauthmann 1948 Direktor der Abteilung Forschung und Qualitätskontrolle bei der VÖEST in Linz.

Aus dem halben Hundert von Veröffentlichungen und Theorien ebensovieler Vorträge im Inland und dem engeren und weiteren Ausland — von Rußland bis zu den USA — sowie aus einer stattlichen Reihe von Patenten ist die Vielseitigkeit und der große Wirkungsbereich Hauthmanns zu erkennen. Bei der GHH war seine Tätigkeit im wesentlichen gekennzeichnet durch Neuschöpfungen von Baustählen — im besonderen hochfester, trennbruchsfester aluminiumhaltiger Baustähle —, durch die Erforschung der Schweißbedingungen für Baustähle, Schaffung verbesserter Prüfverfahren und Prüfgeräte und durch Sonstiges auf Randgebieten der Stahlkunde. Besondere Beachtung im In- und Ausland fand aber seine Tätigkeit bei der VÖEST, die bestimmt war durch die Entwicklung und Einführung der Aldur-Stähle, seine Mitarbeit und Miterfindung beim neuen Sauerstoff-Frischverfahren (LD-Verfahren), Entwicklung einer Reihe von Sonderstählen u. a. m.

Diese Stähle waren Voraussetzung für besondere Anwendungen bei geschweißten Konstruktionen, insbesondere im Druckbehälterbau.

Hauthmann wurde in Würdigung seiner Verdienste um die Forschung u. a. mit dem goldenen Ehrenzeichen für die Verdienste um die Republik Österreich ausgezeichnet.

Abgesehen von seinen engeren Mitarbeitern stand Hauthmann zeit seines Lebens auch mit den Bauingenieuren, insbesondere den Stahlbauern, in bestem fachlichen Kontakt und hat in mancher Hinsicht befruchtend auf sie gewirkt.

Seine in der ganzen Welt verstreuten Freunde wünschen diesem erfolgreichen Forscher ein weiteres Leben voll Schaffenskraft und Harmonie.

K. Sattler.

Reg.-Baumeister Hans Jörger 60 Jahre

Am 26. November 1960 vollendete Herr Reg.-Baumeister Hans Jörger, persönlich haftender Gesellschafter der Wayss & Freytag K.G. in Frankfurt a. M., das 60. Lebensjahr.

Herr Jörger studierte an der Technischen Hochschule Stuttgart und hat dort die Diplomhauptprüfung und nach Ablauf der üblichen Vorbereitungszeit die zweite Staatsprüfung abgelegt. Im Jahre 1927 kam er durch Vermittlung von Mörsch zur Wayss & Freytag K.G., Frankfurt a. M., wo ihm unter Professor Dr. Lautner und Dr.-Ing. Lenk die Bearbeitung des Projektes

der Stahlschleuse in Ostende und nach Auftragserteilung des seinerzeitigen umfangreichen Reparationsauftrages die konstruktive Arbeit und Detailplanung für die Bauausführung übertragen wurde. Das Vertrauen, das in den noch jungen Diplomingenieur gesetzt wurde, hat sich in jeder Beziehung bewährt; dies war die Voraussetzung, daß weitere, in der Geschichte der Firma Wayss & Freytag besonders hervorzuhebende, umfangreiche und schwierige Tiefbauarbeiten, die immer verbunden waren mit neuzeitlichen Stahlbetonkonstruktionen, Herrn Jörger anvertraut wurden, so insbesondere die Seeschleuse Ostende und die Kühlwasserleitung Pigeon House bei Dublin.

Die Tiefbauabteilung, die Jörger seit 1933 leitete, hat eine bemerkenswerte Zahl schwierigster Bauarbeiten auf dem Gebiete des konstruktiven Tiefbaues ausgeführt, die maßgeblich von ihm beeinflusst wurden, von denen besonders zu erwähnen sind: die über 7500 m² Grundrißflächen sich ausdehnenden Ring- und Stufensenkkästen für die große Helling auf den Deutschen Werken in Kiel im Jahre 1938/39; die in 30 m Tiefe im Druckluftverfahren gegründeten Ankerkörper für ein großes Schwimmdock in Kiel; die Senkkastengründung der neuen Donaubrücken Linz, Sinzing u. a. m. und später die Ufersicherung Obernzell an der Donau sowie spezielle Stollenauskleidungen für Kaprun usw. Aus jüngster Zeit sind zu nennen: die Unterfahrung der im betrieb befindlichen Bahnstrecke vor dem Hauptbahnhof in Hamburg mit zwei Tunnelröhren für die Hamburger U-Bahn im Schildvortriebsverfahren und die Absenkung von 24 Klärbecken in Berlin-Ruhleben im Druckluftverfahren.

Von 1953 bis zur Umwandlung der Wayss & Freytag A.G. in eine K.G. im Jahre 1959 war Herr Jörger stellvertretendes und später ordentliches Mitglied des Vorstandes der Wayss & Freytag A.G., um dann als persönlich haftender Gesellschafter seine Tätigkeit in der K.G. weiter auszuüben und die Tradition, Bewährung und Erfahrung der Wayss & Freytag fortzuführen.

Neue Aufgaben kamen hinzu. Die ständige Bearbeitung insbesondere von Tiefbauprojekten im Ausland brachte es mit sich, daß in den Arbeitsbereich von Herrn Jörger die Leitung der Auslandsabteilung der Wayss & Freytag einbezogen wurde, wozu in den letzten Jahren die Betreuung der Straßenbau-Abteilung und die der maschinentechnischen Abteilung der Gesamtfirma trat.

Mitarbeiter, Berufskollegen und viele Freunde im In- und Ausland wünschen dem Jubilar die weitere Erhaltung seiner Schaffenskraft.

H. Bay.

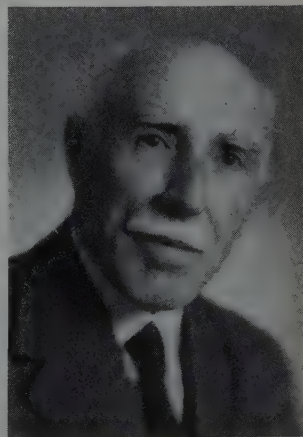
Professor Federhofer †

In Graz verstarb am 6. 11. 1960 im 75. Lebensjahre der weit über die Grenzen seines Vaterlandes bekannte emeritierte Ordinarius für Allgemeine Mechanik, Hydro- und Aeromechanik, Professor Dr. techn. Dr. h. c. mult. Karl Federhofer.

Aus dem Bauingenieurfach kommend — ein Schüler Forchheimers und Wittenbauers — dissertierte er 1908 mit einer Arbeit „Über die Bogenwirkung in Talsperren“ und habilitierte sich 1913 mit dem Thema „Zur strengen Theorie der Bogenbrücken“. Von diesem Zeitpunkt bis zu seinen letzten Lebensjahren folgte mit einer außergewöhnlichen Vielfalt eine wissenschaftliche Arbeit der anderen aus den verschiedensten Gebieten der Mechanik und Angewandten Mechanik. Arbeiten über statische Probleme, wie Kreisbogen, Platten, Schalen, Kuppelstauanlagen, Behälter, wechselten mit solchen über Stabilitäts- und Schwingungsprobleme sowie mit Problemen aus der Kinematik und Dynamik.

Die Würdigung dieses großen Lebenswerkes wird von maßgebender Seite an anderer Stelle erfolgen.

Federhofer wurde bereits 1920 Ordinarius an der Techn. Hochschule Brunn und wenige Jahre später, 1923, Nachfolger von Wittenbauer an der Techn. Hochschule Graz. Hier behandelte er sämtliche Gebiete der Mechanik und hielt sogar Vorlesungen über Segelflug. Die Techn. Hochschulen München, Darmstadt, Breslau und Wien versuchten, ihn als Lehrer zu gewinnen. Er bekleidete 1928/29 das Amt des Rektors der TH Graz, war Präsident von Arbeitskreisen vieler internationaler



Vereinigungen und Mitherausgeber des österreichischen Ingenieur-Archivs. Dieses arbeitsreiche Leben erhielt durch verschiedene hohe Ehrungen einen besonderen Glanz.

Federhofer wurde Ehrendoktor der Techn. Hochschulen Darmstadt und Wien, Wirkliches Mitglied der Akademie der Wissenschaften in Wien, Korrespondierendes Mitglied der Argentinischen Akademie der Wissenschaften, und er erhielt die höchste Auszeichnung für Wissenschaft in Österreich, das Ehrenzeichen für Kunst und Wissenschaft.

Zu diesen äußeren Ehrungen kommt die ihm von seinen Schülern entgegengebrachte tiefe Verehrung und Dankbarkeit, die wohl den eigentlichen Lohn für eine fast vier Jahrzehnte dauernde Lehr- und Forschungstätigkeit an der Techn. Hochschule Graz darstellen dürften und die ihn immer wieder mit besonderer Freude erfüllten.

Neben den wissenschaftlichen Fachkollegen in der ganzen Welt trauern um ihn seine Schüler und Freunde.

K. Sattler.

Dr. Ing. E. h. Franz Kirchhoff Ehrensensator

Herrn Dr.-Ing. E. h. Dipl.-Ing. Franz Kirchhoff, Stuttgart, wurde von der Technischen Hochschule Braunschweig am 1. November 1960 in Anerkennung seiner Verdienste um die technische und wissenschaftliche Forschung des Straßenbaus die Würde eines Ehrensensors verliehen.

Zement-Tagung 1960

Die diesjährige Zement-Tagung des Vereins Deutscher Zementwerke fand vom 13. bis 15. September in Salzburg statt. Die wissenschaftlichen Vorträge an den beiden ersten Tagen erstreckten sich auf das Gebiet der Zementherstellung und der Zementanwendung. Den Abschluß der Tagung bildeten Besichtigungen des Zementwerkes Gebr. Leube mit dem Pressolitwerk in Gartenau, des Neubaus der Autobahnbrücke über die Salzach, einer Spannbetonversuchsstrecke und des Tauernkraftwerkes Glockner-Kaprun.

Nachstehend sei kurz über drei Vorträge betontechnischen Inhalts berichtet:

Prof. Dr.-Ing. habil. K. Walz: Wie werden betontechnische Erkenntnisse für das Bauen nutzbar gemacht?

Die Eigenschaften des Zementsteins und damit auch die des Betons hängen weitgehend vom Wasserzementwert ab. Sofern der für eine bestimmte Eigenschaft erforderliche Wasserzementwert festgelegt wird, kann die Betonzusammensetzung über die Stoffraumberechnung ermittelt werden. Über die Zusammenhänge zwischen Entstehung und Gefüge des Zementsteins sowie seine mechanischen Eigenschaften hat man heute verhältnismäßig klare Vorstellungen und kann damit verstehen, warum und wie die einzelnen Eigenschaften des erhärteten Betons vom Wasserzementwert abhängen.

Für eine bestimmte Betondruckfestigkeit kann der höchstzulässige Wasserzementwert bei bekannter Normendruckfestigkeit des Zementes aus empirischen Nomogrammen oder Formeln entnommen werden. Nach Versuchen ist der Rostschutz der Bewehrung bei vollständig verdichtetem Beton gewährleistet, wenn der Wasserzementwert bei dünnwandigen Bauteilen 0,60 und bei massigen Bauteilen mit größerer Betondeckung 0,80 nicht überschreitet. Ein Beton wird gegenüber den in der Praxis auftretenden Wasserdrücken undurchlässig, wenn neben einem ausreichenden Mehlkorngelbalt und günstiger Verarbeitbarkeit sein Wasserzementwert bei dünnwandigen Bauteilen 0,60 und bei massigen Bauteilen 0,70 nicht übersteigt. Um in unserem Klima Beton mit hohem Frostwiderstand zu erzielen, müssen bei einem Wasserzementwert über 0,55 durch LP-Zusatzmittel mindestens 4 Vol.-% feinst verteilte Luftporen erzeugt werden. Bei stärkeren chemischen Angriffen darf der Wasserzementwert nicht über 0,45 und bei schwächerem Angriff nicht über 0,55 liegen. — Wegen des überragenden Einflusses des Wasserzementwertes auf sämtliche Betoneigenschaften geht man im Entwurf für die Neufassung des Abschnittes Beton der DIN 1045 weitgehend vom Wasserzementwert aus. Die Gesetzmäßigkeiten gelten aber nur, wenn der Beton vollständig verdichtet ist, was heute auch bei steifem Beton durch die Entwicklung kräftiger Rüttelgeräte immer möglich ist.

Dr.-Ing. J. Bonzel: Ausblühungen auf Betonflächen.

Des öfteren stören an Bauwerken aus Sichtbeton weiße Verfärbungen der Oberfläche. Sie sind nicht zu verwechseln mit Alkaliausblühungen, die an Ziegelmauerwerk beobachtet werden, und mit Aussinterungen, die nur beim Durchfließen durchlässigen Betons oder undichter Arbeitsfugen auftreten. Diese weißen Verfärbungen sind Kalkabscheidungen, die bevorzugt an dichten, hochfesten Betonen entstehen, ohne ihre Güteeigenschaften zu vermindern. Verursacht werden solche Verfärbungen

fast immer durch „Fremdwasser“, das durch Regen oder bei der Nachbehandlung zwischen Schalung und Beton gelangt oder a wenige Tage alten Betonflächen steht und dann an den Seitenflächen herabläuft. — Folgende Maßnahmen verhindern das Auftreten der weißen Verfärbungen weitgehend: Abstreifen der Betonbauwerke in den ersten Tagen nicht mit Wasser abspritzen, sondern mit Folien, feuchten Tüchern, Nachbehandlungsfilmen u. dgl. abdecken. Bei Niederschlägen verhindern, daß Wasser zwischen Schalung und Sichtbetonfläche eindringt. Sichtbetonflächen nicht vor oder bei stärkeren Niederschlägen entschalen und nicht unmittelbar nach dem Entschalen mit Wasser abspritzen. Betonwaren nicht zu eng stapeln und den ersten Tagen nicht mit Wasser abspritzen, sondern mit Folien u. dgl. abdecken.

Dipl.-Ing. G. Wischers: Physikalische Eigenschaften des Zementsteins.

Das frische Gemisch aus Zement und Wasser bezeichnet man als Zementleim: aus dem durch die Hydratation der Zementsteine entsteht. Mit dem gleichen Zement können durch verschiedene hohen Wasserzusatz Zementsteine mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften hergestellt werden. Zu seiner vollständigen Hydratation benötigt der Zement einen Wasserzusatz von rd. 40 Gew.-% (Wasserzementwert 0,4), wovon allerdings nur 25% chemisch gebunden werden. Unterhalb dieses Zusatzes bleibt im Zementstein auch nach sehr langer Wasserlagerung unhydratisierte Klinkerreste zurück. Bei höherem Zusatz werden die ursprünglich mit Wasser gefüllten Kapillarporen zwischen den Zementkörnern nur teilweise mit Hydratationsprodukten gefüllt. Mit abnehmendem Wasserzementwert — auch unter 0,4 — nimmt die Festigkeit bei vollständiger Verdichtung immer mehr zu. Zementstein mit einem wirksamen Wasserzementwert von 0,19 erreicht eine Druckfestigkeit von rd. 1700 kg/cm² und eine Biegezugfestigkeit von rd. 230 kg/cm². Obwohl die Hydratationsprodukte zu rund einem Drittel von Poren durchzogen werden (Gelporen), sind sie praktisch wasserundurchlässig, weil diese Gelporen sehr eng sind. Zementstein mit einem Wasserzementwert von 0,4 weist eine Dichtigkeit auf, die der von Basalt und dichtem Kalkstein entspricht. Mit zunehmendem Kapillarporenanteil infolge unvollständiger Hydratation oder höherem Wasserzementwert wird der Zementstein aber zunehmend wasserdurchlässiger. Der Wärmeausdehnungskoeffizient des Zementsteins ist vom Grad der Durchfeuchtung abhängig und schwankt zwischen 10 und 24 × 10⁻⁶ je °C. Spannungen infolge des bedeutend höheren Wärmeausdehnungskoeffizienten des Wassers werden durch Magerung mit Zuschlagstoffen gemindert. Der Elastizitätsmodul des Zementsteins ist sehr niedrig. Normale Schwerbeton-Zuschlagstoffe weisen eine 2- bis 5mal so große E-Modul auf, so daß der Zementstein im Beton eine relativ nachgiebige Ver kittungsmasse darstellt.

Den Abschluß der betontechnischen Vorträge bildeten ein Überblick von Dr.-Ing. R. Springenschmid über „Zement im Straßen- und Wegebau“ und der Festvortrag von Prof. Dr.-Ing. F. Baravalle mit dem Thema: „Was kann der Stahlbetonbau — und warum kann er dies alles leisten?“

G. Wischers, Düsseldorf.

100 Jahre Verein Deutscher Eisenhüttenleute

Der VDEh feierte am 3. und 4. November 1960 anlässlich des Eisenhüttenjahres 1960 sein 100jähriges Bestehen. Er kann auf eine segensreiche Tätigkeit durch Förderung der deutschen Eisenindustrie zurückblicken, die sich sowohl auf den praktischen Bereich als auch auf Forschung und Lehre erstreckt.

Erwähnt sei nur die 1917 vollzogene Gründung eines der freien Forschung auf dem Gebiete des Eisens dienende Forschungsinstituts, das wissenschaftlich in die damalige Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft eingegliedert wurde und das heute den Namen Max Plancks trägt.

Die Ergebnisse der Arbeiten des VDEh kamen der gesamten Bauindustrie zugute.

Internationales RILEM-Symposium in Prag 1961

Die 15. Sitzung des ständigen Ausschusses von RILEM wird vom 30. Juli bis 6. August 1961 in Prag stattfinden. Bei dieser Gelegenheit wird ein internationales Symposium über Dauerhaftigkeit von Beton veranstaltet, das folgende Grundfrage behandelt:

1. Theoretische Fragen über Dauerhaftigkeit von Beton.
2. Mechanik der Zerstörung normaler Betonstruktur.
3. Forschung und Kontrolle der Dauerhaftigkeit von Beton.
4. Zusammensetzung und Herstellung von Beton von großer Dauerhaftigkeit.
5. Erfahrungen mit Betonkonstruktionen.

Das Symposium über die Dauerhaftigkeit von Beton wird im Rahmen von RILEM durch die Tschechoslowakische Akademie der Wissenschaften, Institut für theoretische und angewandte Mechanik, Solínova 7, Praha 6—Dejvice, vorbereitet. Über diese Anschrift sind Einladungen und Auskünfte über das Symposium zu erhalten.

DIN

Neu erschienen sind:

- DIN 1912 Metallschweißen, Schmelzschweißen, Verbindungsweisen (Juli 1960).
- DIN 4225 Fertigbauteile aus Stahlbeton, Richtlinien für Herstellung und Anwendung (Juli 1960).

Geändert wurden:

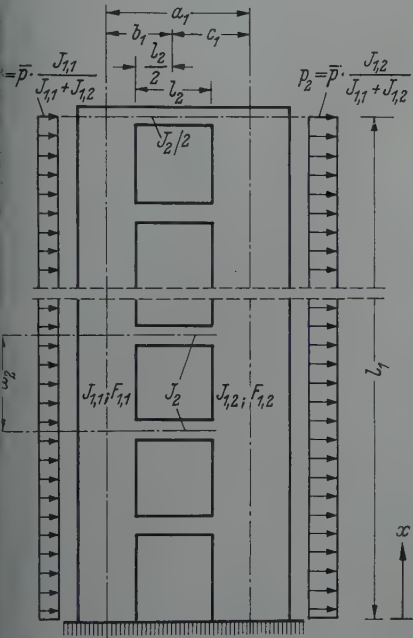
- DIN 1047 Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton.
- DIN 4227 Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung.

Vornormen:

- DIN 52 140 Teer-Sonderdachpappen und Teer-Bitumenpappen, Vornormen September 1960.

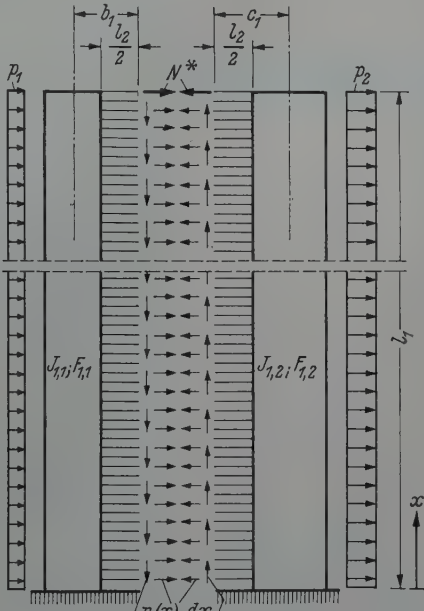
Zuschrift

R. Rosman: Beitrag zur statischen Berechnung waagrecht betonter Querwände bei Hochbauten. Bauingenieur 35 (1960), 4, S. 133.



Gegebenes System

Abb. a.



Ersatzsystem

stimmt mit der von mir angegebenen Differentialgleichung überein, wobei Herleitung und Schreibweise in Einzelheiten abweichen.

Während Herr Rosman die Lösung der Differentialgleichung in Form einer trigonometrischen Reihe Gl. (13) mit den Koeffizienten nach Gl. (15) darstellt, habe ich die geschlossene Lösung benutzt; sie lautet mit den von mir eingeführten Bezeichnungen nach untenstehender Abbildung a:

$$q(\zeta) = - \frac{p l_1}{a_1 \gamma^2} (1 - \zeta) + C_1 \cdot \cosh \bar{a} \zeta + C_2 \cdot \sinh \bar{a} \zeta.$$

Mittels Integration ergibt sich für die Querkraft des Innenpfostens an der Stelle x_k

$$Q_k = - \frac{p l_1}{\gamma^2} \cdot \frac{a_2}{a_1} \left[1 - \zeta_k - C_1^* \cdot \cosh \bar{a} \zeta_k + C_2^* \cdot \sinh \bar{a} \zeta_k \right]$$

und für die Querkraft des Endpfostens

$$Q_n = - \frac{\bar{p} a_2^2}{8 a_1 \gamma^2} - \frac{l_1}{a} \left\{ C_1 \cdot \left(\frac{1}{a} + \sinh \left[\bar{a} \left(1 - \frac{a_2}{2 l_1} \right) \right] \right) + C_2 \cdot \cosh \left[\bar{a} \left(1 - \frac{a_2}{2 l_1} \right) \right] \right\}.$$

Hierbei ist

$$\zeta = x/l_1,$$

$$\bar{p} = p_1 + p_2,$$

$$a^2 = \frac{12 a_1^2 l_1^2}{a_2 l_2^3} \cdot \frac{I_2}{(I_{1,1} + I_{1,2})},$$

$$\gamma^2 = 1 + \frac{(I_{1,1} + I_{1,2})}{a_1^2} \cdot \left(\frac{1}{F_{1,1}} + \frac{1}{F_{1,2}} \right),$$

$$\alpha = \alpha \gamma,$$

$$C_1 = p l_1 / a_1 \gamma^2,$$

$$C_2 = - C_1 \cdot \left[\frac{1}{\bar{a} \cdot \cosh \bar{a}} + \tanh \bar{a} \right],$$

$$C_1^* = \frac{2 l_1}{a_2 \bar{a}} \cdot \sinh \frac{a_2 \bar{a}}{2 l_1},$$

$$C_2^* = C_1^* \cdot \left[\frac{1}{\bar{a} \cdot \cosh \bar{a}} + \tanh \bar{a} \right].$$

Die von Herrn Rosman erwähnte „allzu näherungsweise“ Berechnung von tragenden Querwänden mit Öffnungen veranlaßte mich schon früher zu eingehenden Untersuchungen, über deren Ergebnis ich erstmals 1956 am Beispiel eines Systems mit zwei gleichen Wandteilen (Vierendeelträger) [1] und später 1958 an gegliederten Scheiben mit beliebiger Anzahl von verschiedenen steifen Riegeln und geschoßweise gleich steifen Pfosten [2] berichtete. Ich habe dabei zur rechnerischen Behandlung der hochgradig statisch unbestimmten Systeme den gleichen Grundgedanken wie Herr Rosman verwandt, wonach Einzelbiegeeffekte in regelmäßiger Anordnung durch stetige Biegeeffekte (gedachte Lamellen) ersetzt werden. Meine Berechnungen sind für beliebige Lagerungsbedingungen und Befestigungsanordnungen angestellt, umfassen also die aus dem Fundament auskragende Wand unter konstanter Seitenlast als Sonderfall. Den Einfluß der Normalkraftverformung in den Wandteilen habe ich am Beispiel einer aus dem Fundament auskragenden gegliederten Scheibe mit einer Öffnungsreihe in numerischer Anordnung 1959 aufgezeigt [3]. Die von Herrn Rosman hierfür angegebene lösende Differentialgleichung (12)

Die von Herrn Rosman mitgeteilte Lösung ist jedoch unvollständig: im Falle $I_{1,1} \neq I_{1,2}$ genügen die Querkraften in der Schnittlinie der kontinuierlichen biegesteifen Verbindung nicht, um die Kontinuität des aufgeschnittenen Systems wiederherzustellen. Vielmehr treten im allgemeinen noch Normalkräfte $n(x) \cdot dx$ sowie am Kragende eine singuläre Normalkraft N^* auf, so daß am Anschnitt der diskreten Verbindungsriegel außer dem Biegemoment $Q_k l_2/2$ noch eine Normalkraft N_k wirkt, deren Berücksichtigung bei der Bemessung der Verbindungsriegel insbesondere am Kragende von Bedeutung sein kann. Die mathematische Bestimmung dieser Normalkräfte ist in [2] aufgezeigt. Nach [2] und [3] folgt für den vorliegenden Sonderfall mit zwei ungleich steifen Wandteilen als Normalkraft des Innenpfostens an der Stelle x_k

$$N_k = - \rho \cdot \frac{\bar{p}}{\gamma^2} \cdot \frac{a_2}{a_1} \{ 1 + \bar{a} [C_1^* \cdot \sinh \bar{a} \zeta_k - C_2^* \cdot \cosh \bar{a} \zeta_k] \}$$

und als Normalkraft des Endpfostens mit Berücksichtigung der singulären Endnormalkraft N^*

$$N_n = -\varrho \left\{ \frac{\bar{p} a_2}{2 a_1 \gamma^2} - C_1 \cdot \cosh \left[\bar{a} \left(1 - \frac{a_2}{2 l_1} \right) \right] - C_2 \cdot \sinh \left[\bar{a} \left(1 - \frac{a_2}{2 l_1} \right) \right] \right\}.$$

Hierbei ist

$$\varrho = \frac{c_1 \cdot I_{1,1} - b_1 \cdot I_{1,2}}{I_{1,1} + I_{1,2}}.$$

Im übrigen ist in meinen Berichten auf einige in gewissen Fällen notwendige Ergänzungen hingewiesen sowie ausführliches Zahlenmaterial zur Beurteilung von Güte und Grenzen des Näherungsverfahrens mitgeteilt.

Literatur

1. H. Beck: Ein neues Berechnungsverfahren für gegliederte Scheiben, dargestellt am Beispiel des Vierendeelträgers. Bauingenieur 31 (1956), S. 436—443.

2. H. Beck: Ein Beitrag zur Berechnung regelmäßig gegliederter Scheiben. Ingenieur-Archiv 26 (1958), S. 343—357.

3. H. Beck: Ein Beitrag zur Berücksichtigung der Dehnungsverformungen bei Rahmen mit schlanken und gedungenen Konstruktionsgliedern. Die Bautechnik 36 (1959), S. 178—184.

Dr.-Ing. H. Beck, Frankfurt/M.-Darmstadt.

Erwiderung

In meinem Aufsatz wurde für die Berechnung von Hochbauten mit tragenden Querwänden ein einfaches Näherungsverfahren entwickelt und gebrauchsfertige Formeln samt zusammenfassender Rechenanweisung angegeben. Sie ermöglichen es auch dem in den Verfahren der Höheren Analysis nicht routinisierten Statiker, solche Hochbauten mit sinnvoller Genauigkeit zu berechnen.

Es wurden die in der Praxis in der Regel in Frage kommenden, durch eine und durch zwei Öffnungsreihen durchbrochenen Wände erörtert, wobei allgemein keine Symmetrie bezüglich der Lage der Öffnungsreihen und der Größe der Öffnungen angenommen wurde. Bei der Entwicklung der entsprechenden Differentialgleichungen wurden bei den Teilwänden die Verformungen aus Biegemoment und Längskraft und bei den Unterzügen die Verformungen aus Biegemoment in die Rechnung eingeführt, was genaueren Annahmen der Rahmenstatik entspricht. Die Lösung für die statisch unbestimmten Funktionen T bzw. T_1 und T_2 der Schubkräfte wurde in der Form endlicher trigonometrischer Reihen angegeben.

Nun ist in der Zuschrift des Herrn Beck für die durch eine Öffnungsreihe in unsymmetrischer Anordnung durchbrochene Wand die geschlossene Lösung der entsprechenden Differentialgleichung angegeben und weiterhin sind die Ausdrücke für die Querkräfte der Unterzüge entwickelt. Die durch eine Öffnungsreihe in symmetrischer Anordnung durchbrochene Wand wurde von Herrn Beck 1959 behandelt. Formeln für die durch zwei Öffnungsreihen durchbrochene Wand wurden von Herrn Beck nicht angegeben.

Üblicherweise sind manche Querwände eines zu berechnenden Hochbaues durch eine und andere durch zwei Öffnungsreihen durchbrochen; außerdem können die Öffnungen bei manchen Querwänden größer oder kleiner sein als bei anderen oder können verschiedentlich angeordnet sein. Die Anwendung der von mir angegebenen Formeln ermöglicht eine einfache statische Untersuchung des Baues, wobei die Tatsache, daß nur die Beiwerte a_i bzw. a_{1i} und a_{2i} gesondert für jede Wand zu berechnen sind, noch eine wesentliche Vereinfachung der Rechenarbeit zur Folge hat.

Bei der Ermittlung der statisch unbestimmten Funktionen T bzw. T_1 und T_2 der Schubkräfte habe ich die Grundsysteme nach Abb. 1 und 6 meines Aufsatzes verwendet. Das Durchschneiden der gedachten stetigen Verbindungen wurde dabei als Einführung von entsprechenden Querkraftnullfeldern etwa nach Abb. b gedacht. Nun ist es ganz klar, daß im allgemeinen, z. B. bei der unsymmetrischen Wand nach Abb. 1 meines Aufsatzes, die stetige Verbindung Längskräfte übertragen muß. Sonst würden ja die waagrechten Durchbiegungen der Teilwände nicht gleich groß sein, was ausdrücklich gefordert wurde, und es hätten nicht die Gl. (5) und (25) für die Verteilung der Gesamt-

momente auf die einzelnen Teilwände angeschrieben werden können. Die Größe dieser Längskräfte braucht aber bei der Ermittlung der statisch unbestimmten Funktionen T bzw. T_1 und T_2 nicht bekannt zu sein, und weil es außerdem üblich ist, bei der Bemessung von Rahmenriegeln die Längskraft außer acht zu lassen, besteht meiner Meinung nach keine Notwendigkeit, durch das Berechnen dieser Längskräfte die statische Untersuchung wesentlich zu komplizieren.

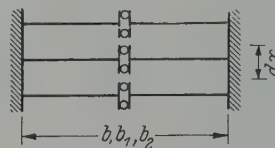


Abb. b.

Man soll nicht vergessen, daß die Unterzüge durch das Mitwirken der Deckenkonstruktionen wesentlich versteift werden; außerdem wird man ja nicht jeden Unterzug gesondert für sein Biegemoment bemessen, sondern sie gruppenweise gleich für das jeweils größte Biegemoment ausführen. Zudem werden die Unterzüge mit durchgehender Bewehrung zwecks Verbindung der Teilwände und noch mit Schwindbewehrung verstärkt. Wegen der nur grob zu bestimmenden elastischen Nachgiebigkeit der Fundamentunterlage und der damit in Zusammenhang stehenden Größe der waagrechten Belastung der einzelnen Querwände wird im vorhinein mit einem nicht zu kleinen Sicherheitskoeffizienten zu rechnen sein. Sollte neben allen diesen zusätzlichen Reserven dennoch in irgendeinem Unterzug die Sicherheit wegen der Nichtberücksichtigung der Längskraft nicht genügend sein, wird durch Plastifikation der Überschuß der Spannungen zu weniger beanspruchten Teilen der Konstruktion übergehen, wofür bei so hoher statischer Unbestimmtheit genügend Reserve besteht.

Herr Beck hat nun in seiner Zuschrift für die durch eine Öffnungsreihe in unsymmetrischer Anordnung durchbrochene Wand Formeln für die Längskräfte der Unterzüge angegeben. Sie gelten unter der Voraussetzung, daß sich die gesamte waagrechte Belastung des Baues im Verhältnis der Teilwandtragheitsmomente auf dieselben aufteilt, was bei Windbelastung oft nicht der Fall ist. Bei der durch eine Öffnungsreihe in symmetrischer Anordnung durchbrochenen Wand sind die Längskräfte der Unterzüge unter der getroffenen Voraussetzung gleich Null. Formeln für die Längskräfte der Unterzüge der durch zwei Öffnungsreihen durchbrochenen Wand wurden von Herrn Beck nicht angegeben.

Dipl.-Ing. Riko Rosman, Zagreb.

2. Zuschrift

In meiner ersten Zuschrift habe ich nur ein Beispiel herausgegriffen. Entsprechende formelmäßige Lösungen für Systeme mit mehreren Öffnungsreihen und für Systeme mit anderen Lagerungsbedingungen können teils der zitierten Literatur entnommen, teils mit den dortigen Angaben hergeleitet werden. Auch bedeutet die Annahme, daß sich die Windbelastung bei einer durch eine Öffnungsreihe in unsymmetrischer Anordnung durchbrochenen Wand im Verhältnis der Teilwandtragheitsmomente verteilt, keine Einschränkung, da sich der Unterschied zwischen der angreifenden Windlast und der rechnerisch angenommenen Windlast nur in einer statisch bestimmt zu superponierenden Normalkraft der Verbindungsriegel auswirkt, wonach in der genannten Literatur ebenfalls bereits hingewiesen wird.

Bei Herrn Rosman wird die Schubkraftfunktion in Form einer trigonometrischen Reihe, bei mir mittels Hyperbelfunktionen in geschlossener Form dargestellt. Ich habe lediglich der Vollständigkeit wegen aufgezeigt, daß man auch die Riegelnormalkräfte mittels der Lamellenvorstellung ermitteln kann. Der von Herrn Rosman geschilderte Vorteil einer Berechnung der Riegelquerkräfte bzw. der Schubkraftfunktion T ohne Kenntnis der Riegel-Längskräfte gilt also gleichermaßen für seinen und meinen Lösungsweg. In meiner 1. Zuschrift sollte ja gerade zum Ausdruck gebracht werden, daß beide Wege identisch sind. Der Unterschied liegt lediglich in der gewählten Darstellung der Schubkraftfunktion.

Dr.-Ing. H. Beck.

Einbanddecken für „Bauingenieur“ 1960

Den Beziehern des „Bauingenieur“ stehen wieder Einbanddecken für den Jahrgang 1960 zur Verfügung. Preis der Decke DM 3,60. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Technische Schwingungslehre

Von Dr.-Ing. KARL KLOTTER,
o. Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt
Zweite, umgearbeitete und ergänzte Auflage

Soeben erschien:

Zweiter Band

Schwinger von mehreren Freiheitsgraden (Mehrläufige Schwinger)

Mit 296 Abbildungen. XVI, 483 Seiten Gr.-8°. 1960.
Ganzleinen DM 58,50

INHALTSÜBERSICHT

Behandlung unter allgemeinen und systematischen Gesichtspunkten; Die Schwinger und ihre Elemente; die Methoden zur Aufstellung der Bewegungsgleichungen. Freie Schwingungen ungedämpfter Systeme von zwei Freiheitsgraden. Freie ungedämpfte Schwingungen der Gebilde von mehr als zwei Freiheitsgraden. Autonome Differentialgleichungen. Bewegungen von Gebilden mit Dämpfung, Anfachung und allgemeiner Form der Kopplung. Erzwungene Schwingungen. Behandlung unter technischen und praktischen Gesichtspunkten; Rationelle Verfahren zur Berechnung kritischer Drehzahlen; Torsionsschwingungen von Kurbelwellen. Schwingungsberechnung mit Hilfe von Übertragungsmatrizen. Anhang: Eigenfrequenzen. Namen- und Sachverzeichnis.

ZUR INFORMATION

Dieser zweite Band des Werkes behandelt die Schwingungen der Gebilde mit mehreren Freiheitsgraden, die sogenannten Koppelschwingungen. Das Buch will kein Handbuch, sondern ein Lehrbuch sein, und zwar eines, das sowohl Anfängern wie Fortgeschrittenen dient; deshalb ist der Stoff nach steigendem Schwierigkeitsgrad geordnet. In allen Teilen des Buches werden die Anwendungen der Schwingungen, vor allem im Maschinenwesen, im Bauwesen und bei Fahrzeugen im Auge behalten. Darüber hinaus ist der zweite Teil des Bandes ausschließlich den Methoden gewidmet, die erforderlich sind zur praktischen Berechnung von Torsions- und Biegeschwingungen sowie der zugehörigen kritischen Drehzahlen der Maschinenwellen, wenn man diese Rechnung auf realistischen Voraussetzungen aufbauen will.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Taschenbuch für Druckluftbetrieb

Herausgegeben von FMA POKORNY, Frankfurter
Maschinenbau A.-G., vorm. Pokorny & Wittekind,
Frankfurt a. M.

Achte, neubearbeitete Auflage von Dr.-Ing.
G. CHONÉ und H. FEIGENSPAN

Mit 280 Abbildungen. XI, 298 Seiten Kl.-8°. 1959.

Plastikeinband DM 21,—

INHALTSÜBERSICHT

Verdichter (Von Dr.-Ing. G. CHONÉ): Verdichterbauarten, Wärmelehre. Der ideale Kolbenverdichter. Berechnung des wirklichen Kolbenverdichters. Ventile. Regelung der Liefermenge. Schmierung. Kühlung. Feuchte Luft. Filterung der Ansaugluft. Verdichterantrieb. Messungen an Verdichtern. Installation stationärer Verdichter. Windkessel und ihre Berechnung. Wartung des Druckluftnetzes. Kosten der Druckluft-erzeugung. Vorschriften und Bestimmungen. Druckluftanwendung (Von H. FEIGENSPAN): Eigenschaften der Druckluft und ihre Nutzung. Schlagende Druckluftwerkzeuge. Drehende Druckluftwerkzeuge. Druckluftgeräte. Lufteinlaß- und -abschlußorgane für Druckluftwerkzeuge und -maschinen. Sicherungen an Druckluftwerkzeugen zur Verhütung von Betriebsunfällen. Druckluftarmaturen und -schläuche. Anwendungsgebiete der Druckluftwerkzeuge, -maschinen und -geräte und sonstige Verwendung von Druckluft. Betriebsanweisung für Druckluftwerkzeuge. Tabellen-
anhang · Nachtrag · Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Entwurf

und Berechnung von Stahlbauten

Von FRITZ STÜSSI, Dr. sc. techn., LL. D. h. c., Dr.-Ing.
h. c., Dr.-Ing. E. h., o. Professor an der Eidg. Techni-
schen Hochschule, Zürich

Erster Band: Grundlagen des Stahlbaues

Mit 524 Abbildungen. XI, 577 Seiten Gr.-8°. 1958

Ganzleinen DM 55,50

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„...Hierbei will der vorliegende 1. Band dem entwerfenden und konstruierenden Ingenieur ein Weg-
weiser sein. Ausgehend von der Festigkeit, Verformungs-
Sicherheit und Beanspruchung des Werkstoffs behan-
delt er die Verbindungsverfahren, wie Nieten, Schrau-
ben, Schweißen, weiter die numerische Lösung von
Differentialgleichungen, Stabilitäts- und Instabilitäts-
probleme, Schwingungsprobleme bei der Ausbildung
und Bemessung von Stab- und Blechträgern sowie Auf-
lager und Gelenke hinsichtlich ihrer Ausbildung und
des Kräftespiels. Dieser umfangreiche Stoff wird am
Hand von Bildern, zeichnerischen Darstellungen, Ta-
bellen und Diagrammen übersichtlich dargeboten mit
dem Ziel, die Mittel zu genügender Sicherheit und
Wirtschaftlichkeit bei der baulichen Gestaltung her-
auszukristallisieren. Unter Anpassung an den jetzigen
Stand der Stahlbautechnik bringt der Verfasser neuere
Ergebnisse von Dauerbeanspruchungsuntersuchungen
sowie praktische Lösungswege der Stabilitäts- und
Schwingungsprobleme.“

Konstruktion

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Nur ein Hebel

... für alle Funktionen des Laders, nur ein leichter Fingerdruck des Fahrers, schon schürft, hebt oder kippt der HANOMAG-Schaufellader das Ladegut. Jedes einzelne Arbeitsspiel läuft schnell und zügig ab. Da spart man Zeit! Spielend leicht ist auch das Schalten: Lenkradschaltung wie beim Pkw, ölhydraulische Lamellenkupplungen – das Kupeln entfällt – und Hydrolenkung.

Der Erfolg: größere Ladeleistung in kürzester Zeit. Jeder Fahrer wird mit dem B 70 AF leicht fertig. Und – er darf sich stets sicher fühlen, denn das Ladegerät liegt vor dem Fahrerhaus.

Ob auf Baustellen, im Tagebau, in Sandgruben, in Steinbrüchen, an der Wand oder in Fabrikationsbetrieben, überall überzeugt der B 70 AF durch Leistung und Wirtschaftlichkeit. Sie müssen ihn kennenlernen. Bitte schreiben Sie uns, wir informieren Sie gern.



HANOMAG-Schaufellader ist nach den gleichen Grundsätzen gebaut wie die in aller Welt bekannten HANOMAG-Planier- und Laderraupen.



RHEINSTAHL HANOMAG

HANNOVER



TRASS
im
BETON

erhöht Homogenität
Pumpfähigkeit • Wasser-
undurchlässigkeit
Widerstandsfähigkeit gegen
aggressive Gase und Wasser

TRASSWERKE MEURIN · ANDERNACH/RH.

AUTOGEN-Schweiß-, Schneid- und Lötwerkzeuge



Fachberatung
unverbindlich

- Schweißpulver „Homogenit“
- Druckminderer
- Armaturen für alle Gasarten

F. X. STÖHR

Autogen- u. Armaturenwerk Augsburg · Provinstr. 22



LORENZ
Beton-Bohrpfahl

bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESSELLSCHAFT **LORENZ-BAU** ALLGEMEINE BAUGESSELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H. G.M.B.H. **LORENZ & CO. M.B.H.**
BERLIN-WILMERSDORF ISERLOHN LÜBECK-HAMBURG-KIEL
BREMERHAVEN

Vor kurzem erschien:

Grundbau-Dynamik

Von Dr.-Ing. HANS LORENZ,
o. Professor für Grundbau und Bodenmechanik an der
Technischen Universität Berlin

Mit 302 Abbildungen. VIII, 308 Seiten Gr.-8°. 1960.
Ganzleinen DM 46,50

INHALTSÜBERSICHT

Einleitung: Anwendungsgebiete der Dynamik im Grundbau. Häufig benutzte Begriffe und Formelzeichen. Behandelte Systeme, Aufgaben und Probleme. Grundbegriffe · Schwingungssysteme mit konzentrierten Massen: Einfache harmonische Schwingungen. Nichtharmonische Schwingungen. Elastisch gestützte, schwingende starre Scheiben. Mehrmassensysteme · Homogene Systeme, Stabwerksdynamik: Das exakte Berechnungsverfahren der ungedämpften, freien Schwingungen. Näherungsverfahren zur Berechnung freier, ungedämpfter Schwingungen. Erzwungene ungedämpfte Schwingungen · Dynamik des Baugrundes: Eigenschaften des Baugrundes; angenommene Schwingungssysteme. Baugrunduntersuchungen. Schwingungsverdichtung. Schwinggrammung · Zusammenfassung der Ergebnisse: Schwingungssysteme mit konzentrierten Massen. Homogene Systeme. Dynamik des Baugrundes. Verwickelte Schwingungssysteme · Literatur- und Sachverzeichnis.

ZUR INFORMATION

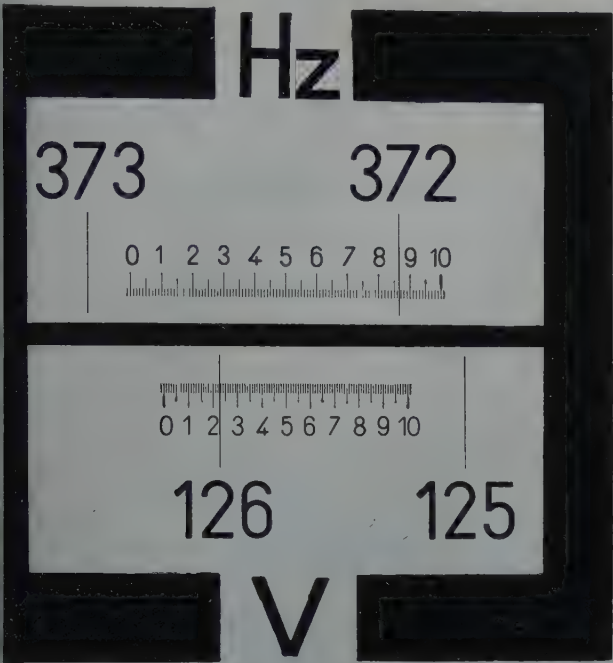
Zur Einführung des Bauingenieurs in die Theorie der erzwungenen Schwingungen dient der Abschnitt über Schwingungssysteme mit konzentrierten Massen. Darüber hinaus wird auf die Wirkung nichtlinearer Rückstellkräfte eingegangen und die Bedeutung der Kopplung auf Entwurf und Abstimmung von Maschinenfundamenten behandelt.

Da die Eigenschaften des Baugrundes den Entwurf aller dynamisch beanspruchten Bauwerke wesentlich beeinflussen, erschien eine Zusammenfassung der bisherigen Erkenntnisse auf diesem Gebiet notwendig. Das Buch wendet sich an den Bauingenieur in Lehre, Forschung und Praxis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

t auch: Meridiansucher Markscheiderausrüstung



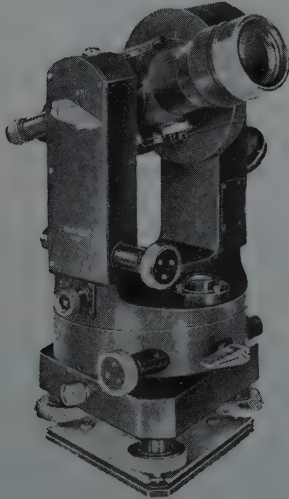
leo 020

e Neuentwicklung
automatischem Höhenindex
schlagbarem Fernrohr
der Alhidade eingebautem optischem Lot.

erner Jähnert, Göttingen

Weender Landstraße 6 - Hochhaus
Generalvertretung der optischen Werke JENA

us JENA



NOPTIK JENA GmbH

STETTER BAUMASCHINEN

ein Lieferprogramm für jeden Bedarf



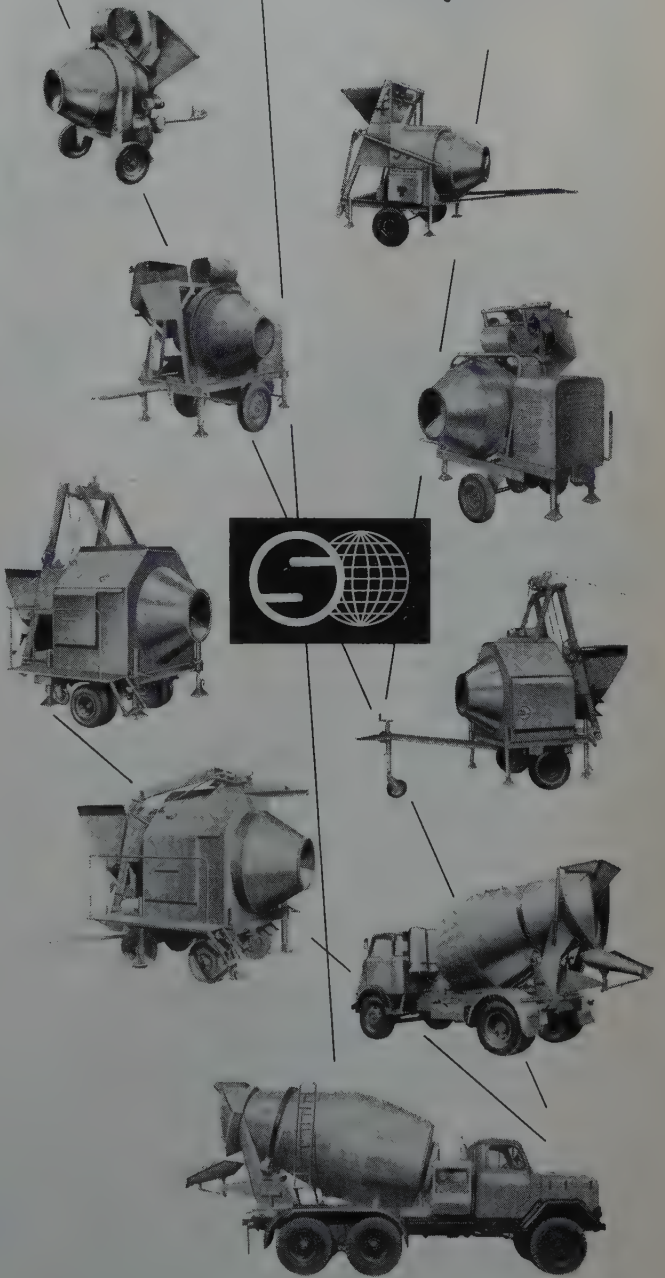
Hochleistungs-Freifall-Betonmischer mit
Rücklauffentleerung 100 bis 1500 Ltr.

Hochleistungs-Doppelrührwellen-Zwangs-
mischer 500 bis 1500 Ltr.

Hochleistungs-Teller-Zwangsmischer
250 bis 1000 Ltr.

Betonaufbereitungsanlagen in transpor-
tabler und stationärer Ausführung 250-
1500 Ltr.

Auto-Transportbeton-Mischer für den Auf-
bau auf Lkw-Fahrgestelle, Anhänger und
Sattelaufleger 2500 bis 6000 Ltr.



GEORG STETTER BAUMASCHINENFABRIK KG
MEMMINGEN/ALLGÄU · POSTFACH 58
FERNRUUF: 4222 · TELEGR.: STEBA MEMMINGEN · FERNSCHR.: 054 518

STELLENANGEBOTE

Für unser Statistisches Büro für Flugzeugbau in München suchen wir per 1. Januar bzw. 1. April 1961

STATIKER

mit mehrjähriger Erfahrung in Schalenbau, Bearbeitung von Stabilitätsproblemen und Deformationsrechnungen.

DIPLOM- UND HTL-INGENIEURE

welche Interesse haben, sich in das Gebiet der Flugzeugstatik einzuarbeiten.

Herren, die sich der Mitarbeit an interessanten neuzeitlichen Aufgaben auf dem Gebiet der Statik im Flugzeugbau widmen wollen und dabei Gelegenheit haben, die Durchführung der Rechnungen auf modernsten elektronischen Rechenanlagen kennenzulernen, bitten wir, ihre Bewerbungsunterlagen mit Lichtbild, lückenlosem, tabellarischen Lebenslauf, kurzem handschriftlichen Bericht über die bisherige Tätigkeit, Gehaltswünschen und Angabe des möglichen Dienstantrittes uns einzureichen.

Bei der Wohnungsbeschaffung sind wir weitgehend behilflich. Flugsportbegeisterte können sich unserer Fliegergruppe anschließen.

ERNST HEINKEL FLUGZEUGBAU GMBH

ENTWICKLUNGS-ABTEILUNG

München 26, Postfach 39
Deutsches Museum



Die Landeshauptstadt Düsseldorf sucht für sofort oder später

mehrere Ingenieure für Hochbau

für das Planungsamt, Hochbauamt und die Feuerwehr (Durchführung der Brandschau) und

mehrere Ingenieure für Tiefbau

für interessante Aufgaben auf den Gebieten der Stadtplanung, der Straßenverkehrstechnik, des Brücken-, Kanal- und Straßenbaues (Entwurf und Neubau).

Die Einstellung erfolgt in allen Fällen zu den Bedingungen der TO. A.

Interessenten werden gebeten, ihre Bewerbung mit den üblichen Unterlagen an die Stadtverwaltung Düsseldorf — Personalamt — zu richten.

Bauingenieur mit kaufmännischen Kenntnissen

als Nachwuchskraft von Industrie-Büro in Frankfurt gesucht zur anwendungstechnischen Beratung (Bausektor) und Verkaufswerbung für Spezialerzeugnisse der Glasindustrie. Gehalt, Spesen, PKW. Zuschriften unter „Der Bauingenieur 1207“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.



Für unsere Bauabteilungen suchen wir einen

Tiefbau-Ingenieur

Das Aufgabengebiet umfaßt Planung, Ausschreibung, Bauleitung und Abrechnung auf allen Tiefbaugesetzen wie Straßenbau, Gleisbau, Kanalisation und Abwasseranlagen.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Gehaltsansprüchen und Angabe des frühesten Eintrittstermins erbeten an

KALLE AKTIENGESellschaft

Wiesbaden-Biebrich

Rheingaustraße 190—196, Personalabteilung „G“

Für das Bauaufsichtsamt der Stadtverwaltung Solingen (rd. 170 000 Einwohner — Ortsklasse S) werden zum sofortigen Eintritt mehrere

Bauingenieure

gesucht.

Zu besetzen sind die Stellen eines

- a) **Stadtbauoberinspektors**
— Besoldungsgruppe A 10 BesAG — NRW
- b) **Stadtbauinspektors**
— Besoldungsgruppe A 9 + Zulage BesAG — NRW
- c) **techn. Angestellten**
— Vergütungsgruppe IV a TO.A

Bewerber müssen die Abschlußprüfung einer höheren Technischen Lehranstalt nachweisen und zu a) und b) die Voraussetzungen für die Übernahme in das Beamtenverhältnis (gehobener techn. Dienst) erfüllen. Von Interessenten für die Planstelle zu c) werden umfangreiche Kenntnisse auf dem Gebiet der Baustatik gefordert, da Standsicherheitsnachweise selbständig zu prüfen sind. Grundsätzlich sind Erfahrungen im Bauaufsichtswesen erwünscht.

Die Probezeit beträgt 6 Monate.

Für Verheiratete wird Trennungsschädigung nach den gesetzlichen Bestimmungen gewährt.

Bewerbungen von Fachkräften mit eigenhändig geschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, beglaubigten Zeugnisabschriften und Tätigkeitsnachweis werden bis 3 Wochen nach dem Erscheinungsdatum dieses Heftes an den Herrn Oberstadtdirektor — Personalamt — erbeten.

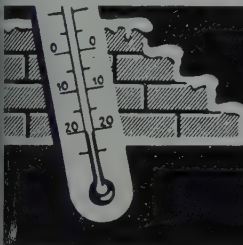
Fortsetzung der Stellenanzeigen:

Statiker

für interessante Aufgaben (Brücken-, Industrie- und Behörden-
bauten) mit Erfahrungen auf dem Gebiet des Stahlbetons (auch
Spannbeton) für Dauerstellung bei günstigen Bedingungen von
Essener Ingenieurbüro gesucht.
Dienstwohnung (4 Zimmer, Küche, Bad), sofort beziehbar, kann
gestellt werden.
Ausführliche Bewerbungen unter 5688 an HEISA-Annoncen-
Expedition, Essen, Postfach 681.

1 Bauingenieur (TH oder HTL)
Fachrichtung Tiefbau
und
1 Bauzeichner

gesucht.
Stat. Büro Paul Landes Dipl.-Ing. Rottmannsbart bei Ingol-
stadt/Do. Tel. Manching 206.



FRIGIDOL
FROSTSCHUTZMITTEL
ermöglicht Beton-, Mauer- und
Verputzarbeiten bei jeder Kälte

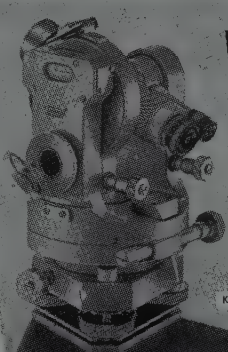
BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE - DATTELN - RUF. 2186

MEIN BUNGALOW
von Dipl.-Architekt A. Maiborn

Ein Buch mit 100 Entwürfen und Kostenberechnung
ebenerdiger Häuser.
DM 16,80 + Nachnahme- und Versandkosten.
MI-A-ZET, Minden/W., Postfach 169/33

VERMESSUNGS - INSTRUMENTE

Nivelliere
Theodolite
Tachymeter
Grubengeräte
und Zubehör



Fennel
KLEINER ING.-THEODOLIT

OTTO FENNEL SÖHNE KG · KASSEL

Stelcon
INDUSTRIEBÖDEN

Seit Jahrzehnten verlegt
Seit Jahrzehnten erprobt
Seit Jahrzehnten bewährt



Moderne Kautschukerzeugnisse für das

BAUGEWERBE

Für alle Einsatzzwecke liefern wir

Gummitteile aus
Naturkautschuk und
Synthetischem Kautschuk
in bewährten Ausführungen

Unsere **NEOPRENE***-Qualitäten
sind aufgebaut nach den
Spezifikationen der **AASHO**

Zum Einsatz kommen:
Fugenbänder - Formteile - Platten - Streifen
bewegliche Unterlagen - Abdichtungen aller Art

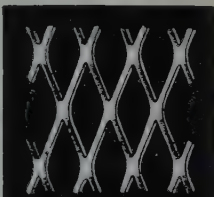
* Du Pont

**NEW-YORK HAMBURGER
GUMMI-WAAREN COMPAGNIE**
Angeschl.: DR. HEINR. TRAUN & SÖHNE G.M.B.H.
HAMBURG-HARBURG



Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



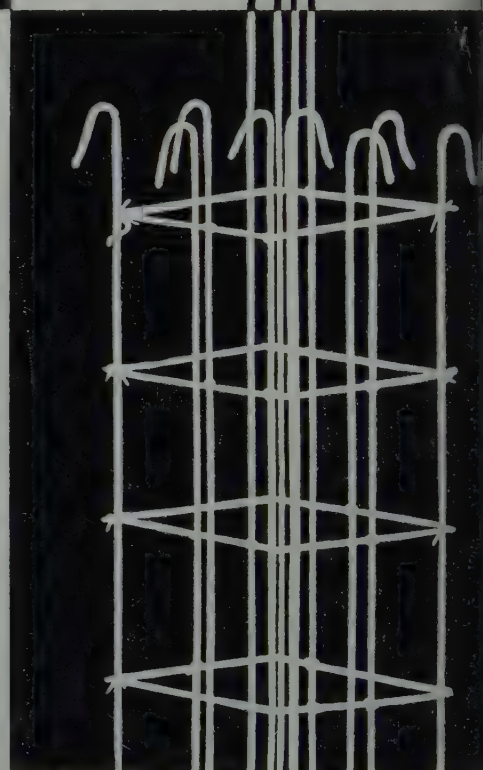
SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM
Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

Compakta

beseitigt Fußbodenschäden in **Beton, As-
phalt, Stein, Steinholz**. Prospekt durch
Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbayern

**Stelcon AKTIENGESELLSCHAFT
ESSEN**

Stelcon-Haus · Alfredstraße 98, Telefon 7 18 51/52/53
Stelcon-Werke: Neuß/Hafen, Fernschreiber 08 57 833



Stahl ist unentbehrlich in Technik und Architektur.

Im gesamten Bauwesen bewähren sich immer wieder Rund-, Vierkant- und Flachstähle, Torstähle, T-, E-, I- und L- Stähle von Phoenix-Rheinrohr.

Unsere **HSB-Stähle** ermöglichen dem Stahlhoch- und Brückenbau kühnste Konstruktionen bei gleichzeitiger Materialersparnis. Mit unseren **nahtlosen und geschweißten Stahlrohren** stellen wir den Konstrukteuren von Türmen, Hallen und Gerüsten statisch hervorragende Elemente für eine moderne, zweckmäßige und formschöne Bauweise zur Verfügung.

Seit Jahrzehnten hat sich die Zuverlässigkeit unserer **Fretz-Moon-Rohre** in der Hausinstallation und in der Heizungs-technik bestätigt.



PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF

Inhaltsverzeichnis

Hauptaufsätze und Kurze Technische Berichte

Es bedeuten: HA = Hauptaufsätze; KA = Kurzaufsätze; KTB = Kurze Technische Berichte

	Seite		Seite		Seite
Aas-Jakobsen, A. , Oslo: Das CEB-Verfahren zur Bemessung schlanker Betonkonstruktionen. HA	268	Brückner, K. , Reg.-Baumeister a. D., Gustavsborg: Brücke über den Askeröfjorden. HA	222	Frank, J. , Obering., Erlangen: Die Wasserbewegung in stark geneigten Sammelrinnen an Überläufen von Staubecken. HA	454
Abraham, K.-H. , Dipl.-Ing., Erlangen: Messungen am einbetonierten Druckrohrkrümmer des Pumpspeicherwerkes Happurg. HA	127	Bruх, G. , Bundesbahnrat, Darmstadt. Bau der großen Fundamente für das Kraftwerk in Castle Donington aus über 25 000 m ³ Ausgußbeton. KTB	72	Franke, P. , Prof. Dr.-Ing., München: Über den Wasserkraftausbau in Indien. HA	245, 460
Rohrstollen und Druckschacht des Pumpspeicherwerks Happurg, ein Hohlraumbau in tonigem Gebirge. HA	12	Bau der Stauwand von Bimont bei der Erweiterung des Verdon-Kanals. KTB	395	Geiger, J. , Dr.-Ing., Augsburg: Dynamische Einflüsse bei Bauten, insbesondere bei Gebäudedecken. HA	343
Allemand, F. , Dr.-Ing., Walddylle ü. Kipsdorf/Erzgeb.: Das Schalendach des Postgebäudes in Providence. KTB	438	Bültmann, W. , Dipl.-Ing., Hamburg-Wellingsbüttel: Im Boden eingespannte zweistielige Rechteckrahmen. HA	348	Wechselnde Kräfte bei Bauwerken. HA	56
Die Umgehungsstraße bei St. Albans. KTB	435	Butzer, H. W. , Dr.-Ing., Dortmund: Eine Flugzeughalle für Düsenflugzeuge in New York. KTB ..	237	Gessner, W. , Dipl.-Ing., Darmstadt: Schwall, Sunk und Wassersprung. HA	286
Hängedach für eine Hockey-Sporthalle. KTB	106	Christel, E. , Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Mechanische Aushubschleuse für Drucklufttiefgründungsarbeiten. HA	120	Graßhoff, H. , Dr.-Ing., Wuppertal-Elberfeld: Die Berechnung von Gründungsbalken und -platten. KTB	183
Vorgespannte Druckrohre für die Wasserleitung von Athen. KTB ..	35	Christoffel, H. , Dipl.-Ing., Aachen: Hohe Leistungen beim Tunnelbau durch Einsatz großer Maschinen. KTB	34	Grenng, H. , Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn., Graz: Die Lehre der Talstörrenkatastrophe Malpasset-Frejus. KA	386
Annemüller, H. , Dr.-Ing., Dortmund: Der Einfluß des Turbinenschnellschlusses auf die Schifffahrt in Kraftwasserstraßen. HA	338	Coesfeld, G. , Dipl.-Ing., Aachen: Einfache elastische Dalben mit konstantem Widerstand. KTB ..	437	Hain, H. , Dipl.-Ing., Hannover: Stabkraftberechnung statisch bestimmter Fachwerke auf einem elektronischen Ziffernrechner. KA ..	24
Bachus, E. , Ein neues Wasserhaltungsverfahren. KTB	394	Craemer, H. , Prof. Dr.-Ing., Fischerhude über Bremen: Rahmenartige Tragwerke nach DIN 1045. HA ..	383	Hastedt, Fr. , Obering. Dipl.-Ing., Rheinhausen: Stählerne Schwimmbecken. HA	231
Elektro-osmotische Bodenverfestigung. KTB	71	Czerny, F. , Dozent Dr. Dipl.-Ing., Wien: Die hydrostatisch belastete Platte beliebiger Form mit einem freien Rand in der Wasserspiegel-Ebene. HA	302	Hebberling, Dipl.-Ing. , Unterschondorf am Ammersee: Zur Rostschutzfrage. HA	125
Hochhaus-Gründung im London Ton. KTB	189	Dabrowski, R. , Dr.-Ing., Danzig: Knicksicherheit des Portalrahmens bei eintretender Richtungsänderung im Lastangriff. HA	178	Hille, B. , Baurat Dr.-Ing., Aachen: Neuerungen bei den Baumaschinen. HA	311
Kunststoffschlauch als Wehrkörper. KTB	150	Demmin, J. , Dipl.-Ing., Dinslaken: Durchlässe und Unterführungen aus Stahlfertigteilen. HA	97	Verdichtungsgeräte für Erd- und Straßenbau. HA	138
Rammung im Tonboden. KTB ..	150	Doeinck, E. , Prof. Dr.-Ing., Hannover: Die Beanspruchung von Mehrmassensystemen durch erzwungene Schwingungen. HA ..	452	Weitere Baumaschinen auf der Industriemesse 1960 in Hannover. KTB	321
Bandel, Hk. , Dr.-Ing., New York: Abgekürzte Näherungsberechnung der maßgebenden Momente von kontinuierlichen Trägern und Rahmenriegeln unter Vertikallasten. HA	53	Droscha, H. , Dipl.-Ing., Frankfurt a. M.: Der Bau des neuen Themse-Kraftfahrtunnels. HA	49	Hintzen, J. , Dr. Dortmund: Die elektronische Berechnung des auf Torsion belasteten Durchlaufträgers auf starren und elastischen Stützen. HA	467
Die Betonkugelschale der Arena des „Centre Sportif du Parc Maisonneuve“ in Montreal (Kanada). KA	471	Egger, H. , Dipl.-Ing., und Dipl.-Ing. F. Resinger, Graz: Die Kummerbrücke — ein interessantes Kastenverbundsystem. HA	216	Hoffmann, E. , Dipl.-Ing., München: Zur Berechnung und Konstruktion der neuen Bahnsteighalle München Hbf. HA	207
Baumgart, F. , Berlin: Beitrag zum genieteten Anschluß von Bindeblechen mehrteiliger Druckstäbe. HA	137	Ehß, H. , Prof. Dr. techn., Graz: Grundlagen zum hydraulischen Grundbruch bei Stauhaltungen im durchlässigen Erdreich. HA	423	Hoppe, C. I. , Die vorgespannte stählerne Dachkonstruktion für das Flughafengelände in New York. KTB	236
Beyer, E. , Städt. Oberbaurat, Düsseldorf, und Dipl.-Ing. L. Wintergerst, Eßlingen/Neckar: Neue Brückenlager, neue Pfeilerform. HA	227	Enneper, P. , Obering., Rheinhausen: Ein Riesen-Parabolspiegel. KTB ..	436	Hünerberg, K. , Direktor Prof. Dr.-Ing., Berlin: Das neue Wasserwerk Spandau der Berliner Wasserwerke. HA	77
Bierett, G. , Prof. Dr.-Ing., Saarbrücken: Güteauswahl der Stähle für geschweißte Konstruktionen. HA	309	Fiesinger, J. , Dr.-Ing., München: Bemerkenswerte Bauingenieuraufgaben bei der Erweiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk. HA	401	Verunreinigung des Grundwassers durch Lagerflüssigkeiten. KTB ..	439
Bischoff, H. , Dipl.-Ing., und Dipl.-Ing. G. Merkel, Dortmund: Das Rheinstahl-Hochhaus in Essen als Ingenieurbauwerk. HA	365	Fischer, K. , Dipl.-Ing., Wien: Zur Schiefstellung einer starren Kreisplatte auf geschichteter Unterlage. HA	173	Ihlenburg, W. , Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Messehalle in Tokio. KTB ..	355
Böhmichen, S. , Dipl.-Ing., Zweibrücken: Moderne Druckrohrleitungen mit aufgeschumpften Ringen. KTB	435			Jaeger, Th. , Dipl.-Ing., Berlin: Die Container des Army Package Power Reactor. KTB	356
Brenske, D. , Dipl.-Ing., Dortmund: Bhakra-Nangal. Indiens größtes Dammprojekt. HA	291			Doppelter Sicherheitseinschluß des Argonne Experimentier-Brutreaktors II. KTB	101
Das Tungabhadra-Projekt in Indien. HA	41				

	Seite		Seite		Seite
Jaeger, Th., Dipl.-Ing., Berlin: Entwurf und Bauausführung des Containers der Dounreay-Reaktor- anlage. KTB 63		Merkel, G., Dipl.-Ing., und Dipl.- Ing. <i>H. Bischoff</i> , Dortmund: Das Rheinstahl-Hochhaus in Essen als Ingenieurbauwerk. HA 365		Rose, E.-A., Dipl.-Ing., Hannover: Ein Beitrag zur Berücksichtigung der elastischen Bettung bei Ro- tationsschalen. HA 371	
Inkorporierung radioaktiver Ab- fälle in Beton. KTB 27		Minnich, H., Hamburg: Zur Theorie im Boden eingespannter Systeme. HA 170		Rosman, R., Dipl.-Ing., Zagreb: Bei- trag zur statischen Berechnung waagrecht belasteter Querwände bei Hochbauten. HA 133	
Kernkraftwerk „Bradwell“. KTB Maßstäbliche Modellversuche zur Ermittlung der dynamischen Be- anspruchung von Containerschalen. KTB 100		Mok-Kong-Shen, Karlsruhe: Über Bogenträger des kleinsten Vo- lumens. HA 385		Sahmel, P., Obering., Oberhausen: Die Berechnung von Rahmen mit elastischem Zugband nach dem er- weiterten Iterationsverfahren von Kani. HA 263	
Unterirdisches Kernenergie-Fern- heizwerk. KTB 62		Über die Einflüsse kleiner Achsen- änderung auf die Auflagerkräfte des eingespannten Bogens. HA 352		Sattler, K., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Die plastische Berechnung stäh- lerner biegeester Systeme mit Stäben veränderlichen Quer- schnitts HA 198	
Jörn, R., Dipl.-Ing., Hamburg: Gummi im Bauingenieurwesen. HA 122		Müller, G., Berlin: Drillknicken und Biegedrillknicken bei mittig ge- drückten Stäben. HA 465		Schlegel, H. W., Bundesbahnober- rat Dipl.-Ing., Wuppertal: Sicher- ung der in Bewegung geratenen Widerlager einer Eisenbahnbrücke mit Hilfe von Verankerungs- pfählen. HA 376	
Kern, K., Dipl.-Ing., Darmstadt: Spannbetonbalken mit glatten und profilierten Spannstählen bei sta- tischer und wiederholter Be- lastung. KTB 31		Nehse, H., Dr.-Ing., München: Ein- flußflächen für die Schnittlasten der biegesteifen Kugelschale. HA 131		Schrader, K.-H., Dipl.-Ing., Berlin: Schwingungsberechnung eines Tur- binenfundamentrahmens nach der Formänderungsmethode mit Be- rücksichtigung der Baugrund- elastizität. HA 329	
Kirchner, G., Frankfurt/M.: Das Schalendach der Flugzeughalle III in Frankfurt/M. KA 21		Neumüller, M., Dr.-Ing., Töging/ Inn: Die Ermittlung der kritischen Wassertiefe bei beliebigen Quer- schnitten. HA 254		Schultze, E., Prof. Dr.-Ing., Aachen: Modellversuche über die Trag- fähigkeit von Sand unter Ober- flächengründungen. KTB 190	
Der CNIT-Ausstellungspalast in Paris. KTB 146		Ohlemutz, A., Dipl.-Ing., Frankfurt/ M.: Eine englische Untersuchung über die wirtschaftliche Gestaltung tragender Konstruktionen im In- genieurhochbau. KTB 389		Schumann, W., Dr., Berlin: Die Be- rechnung der Deckschicht-Mächtigkeit aus einer dynamischen Bau- grunduntersuchung bei tiefenpro- portionalem Schubmodul. HA .. 167	
Keresztury, G., Dipl.-Ing., Saar- brücken: Messungen an Spann- beton-Trägerrostbrücken. HA ... 374		Straßenbrücke aus vorgespannten Fertigteilen in Singapur: Grün- dung und Montage. KTB 360		Seegers, K.-H., Dr.-Ing., Hamburg: Die stählerne Bogenbrücke über den Glen Canyon in Arizona/USA. KTB 239	
Knittel, G., Prof. Dr.-Ing., Han- nover: Die Basilika des hl. Pius X. in Lourdes. KTB 354		Ohlig, R., Dr.-Ing., Wiesbaden: Neubau einer Schnellumschlags- halle im Hafen von Ludwigshafen a. Rhein. KA 99		Hängebrücke über die Seine bei Tancarville. KTB 434	
Kraus, L., Dipl.-Ing., Darmstadt: Die Einflußlinien von Brücken- trägern auf 3 bzw. 4 Stützen mit nach einem Hyperbelgesetz ver- änderlichen Verlauf des Trägheits- momentes. HA 258		Orth, F., Dr.-Ing., Berlin: Bau einer Anlegebrücke in Northfleet an der Themse. KTB 392		Seetzen, J., Dipl.-Ing., Hannover: Grundsätzliche Betrachtungen über die Notwendigkeit und Bean- spruchung von Reaktor-Containern. KTB 28	
Kristen, Th., Prof. Dr.-Ing. habil., und Dr.-Ing. <i>H. J. Wierig</i> , Braun- schweig: Der Einfluß hoher Tem- peraturen auf Bauteile aus Spann- beton. HA 6		Das Speicherbecken von Roselend. KTB 272		Seifert, H., Dipl.-Ing., Frankfurt/M.: Bau der Flugzeughalle III Frank- furt/Main. HA 113	
Kubitzki, H.-H., Dr.-Ing., Krefeld: Schubmittelpunkt und Biegespan- nungen eines Kastenträgers gerin- ger Schlankheit. HA 281		Der Hafen von Latakia, Syrien. KTB 151		Smolczyk, H.-U., Priv.-Doz., Dr.- Ing., Berlin: „Schwinggrammen“ — eine neue Grundbautechnik. KTB 151	
Kuhn, F., Oberreg.-Rat Dr., Dort- mund: Gebäudeschäden durch Steinbruchsprengungen. HA 432		Neue Ölumschlagsbrücken für größte Tanker im Themsehafen von London. KTB 433		Untersuchung eines Sandes in einem großformatigen Kastenscher- gerät. HA 162	
Latzin, K., Dipl.-Ing., Rheinhausen, und Dipl.-Ing. <i>E. Hoffmann</i> , Mün- chen: Zur Berechnung und Kon- struktion der neuen Bahnsteighalle München Hbf. HA 207		Spannbetonbrücke über den Tu- gela in Natal, Südafrika. KTB .. 476		Sontag, Hansj., Dr.-Ing., Rheinhausen: Neuartige Hängebrücken- systeme beim Wettbewerb für den Bau der Tejobrücke in Lissabon. KA 197	
Lisowski, A., Prof. Dr.-Ing., Krakau: Knickung und Schwingungen von Schalen im Lichte der Modell- prüfung. HA 86		Tema, der neue Hafen von Ghana. KTB 397		Stabilini, L., Prof. Dr.-Ing., Mailand: Die Plastizität und der Bau- ingenieur. HA 202	
Maerker, U., Dr.-Ing., Braunschweig: Das flache Dach. KTB 472		Vom Bau des Oahe-Dammes am Missouri. KTB 192		Stein, P., Dr.-Ing., Oberhausen: Sterkrade: Beitrag zur Berechnung des eingespannten Parabelbogens unter Querbelastung. HA 443	
Majer, J., Dipl.-Ing. Dr. techn., Wien: Schiefstellung und „zu- lässige Spannungen“ bei Mast- fundamenten. HA 90		Pelikan, W., Prof. Dr.-Ing., Stutt- gart: Geschweißte Stahlkonstruk- tion für die Reaktorhallen G 2 und G 3 in Marcoule. KTB 238		Steinbach, W., Dipl.-Ing., Berlin: Anheben von Freileitungsmasten bei in Betrieb befindlichen Leitun- gen. KTB 396	
Markl, S. W., Dipl.-Ing., München: Probleme der Isolation großer Räume unter Tage. HA 175		Pilny, F., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Weiterentwicklung von Baustoffen und ihre Anwendungen auf der Hannoverschen Messe. HA 320		Hochfeste Schrauben mit genock- tem Schaft. KTB 477	
Meinke, H., Oberhausen-Osterfeld: Näherung für den Umfang der Ellipse. KA 52		Plagemann, W., Dresden: Der Erd- damm des Swift-Projektes, der höchste seiner Art. KTB 67		Spannbeton und Stahl in einem Hochhaus. KTB 241	
Melan, E., Prof. Dr. techn., Wien: Die genaue Berechnung mehrfach in ihrer Höhe abgespannter Maste. HA 416		Rohrverlegung im Ozean. KTB .. 393			
Menkhoff, H., Dipl.-Ing., Aachen: Beachtliche Tunnelbauleistung in Kalifornien. KTB 149		Prange, B., Dipl.-Ing., Berlin: Neu- artiges Verfahren zur Messung bodenmechanischer Zustands- größen. KA 389			
		Press, H., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Ar- beiten für den Hafenbau in Rota (Südwestspanien). KTB 37			
		Resinger, F., Dr.-Ing., und Dipl.- Ing. <i>H. Egger</i> , Graz: Die Kummer- brücke — ein interessantes Kasten- verbundsystem. HA 216			

	Seite
Steinbach, W., Dipl.-Ing., Berlin: Stöße und Anschlüsse bei Rohrkonstruktionen. KTB	271
Swain, O., Direktor, Washington: Stand des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten v. Amerika. Ha	45
Tölke, F., Prof. Dr.-Ing., Stuttgart: Das Durance-Projekt und der Serre Poncon-Damm. KTB	107
Die Bogenstaumauer Du Gage. KTB	358
Jzsoy, S. Z., Dipl.-Ing., Istanbul/Türkei: Über die Veränderung von Erdbebenwirkungen bei lotrechten, Erdbeben ausgesetzten, elastisch eingespannten Konsolen mit deren Stützsteifigkeit. KA	22

	Seite
Walter, H., Dipl.-Ing., Köln: Über die spannungsoptischen Untersuchungen von Rahmenecken. HA	81
Wehner, B., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Anforderungen an Rollfeldebefestigungen für Düsenflugzeuge. KTB	70
Fugenverschluß für Zementbetonstraßen. KTB	69
Trans-Kanada-Straße vor der Fertigstellung. KTB	69
Weiss, W., Dr.-Ing., Freeport/New York u. Traunstein/Obb.: Der große Spiegel. KA	388
Die neue Parallel-Brücke zur Carquinez-Strait-Bridge in USA. HA	1
Stahlskelettbau in den USA. HA	235

	Seite
Wickert, G., Dozent Dr.-Ing., Dortmund: Wasserkraftanlagen zur Nutzung solarer Strahlungen. HA	157
Wierig, H. J., Dr.-Ing., und Prof. Dr.-Ing. habil. Th. Kristen, Braunschweig: Der Einfluß hoher Temperaturen auf Bauteile aus Spannbeton. HA	6
Wintergerst, L., Dipl.-Ing., Eßlingen/Neckar, und Städt. Oberbaurat E. Beyer, Düsseldorf: Neue Brückenlager, neue Pfeilerform. HA	227
Wölfel, E., Dipl.-Ing., Aachen: Die Staumauer Malpasset. KTB	26

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

	Seite
Buchbesprechungen	
Abhandlungen der Deutschen Akademie der Wissenschaften zu Berlin. Klasse f. Chemie, Geologie und Biologie. Nr. 1	155
Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Bd. 19. Herausgegeben vom Generalsekretariat in Zürich.	362
Aluminium in der Architektur der USA. Aluminium-Zentrale e. V., Düsseldorf	478
Angerer, F.: Bauen mit tragenden Flächen	325
Arrambide, J., u. M. Duriez: L'ants Routiers et Enrobés. (Straßenbaustoffe und Bindemittel.)	478
Baur, H.: Hochdruck-Klimaanlagen in Gebäuden und Schienen-Fahrzeugen	363
Baurecht in Nordrhein-Westfalen. Kommentar von Dr. F. Thiel	110
Benjamin, J. R., Prof.: Statically Indeterminate Structures. (Statisch unbestimmte Systeme.)	74
Bötzl, J., und H.-D. Martin: Baustatik in Beispielen, Teil II: Festigkeitslehre	194
Casacci, S., u. J. Bosc: Calcul á la Flexion des Coques coniques (Biegetheorie der Kegelschalen)	153
Dahlhaus, C., Dr.-Ing.: Wasserversorgung, 3. Aufl.	39
Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen im Industrie- und Wohnungsbau. Herausgegeben von Prof. Dipl.-Ing. E. Lewicki ..	361
Erfahrungen mit alten und neuen Betonstraßen. Schriftenreihe der Arbeitsgruppe Betonstraßen, H. 9	399
Festschrift Walter Schütte. Dreißig Jahre Baustahlgewebe	241
Finnie, I. und R. Heller: Creep of Engineering Materials (Das Kriechen von Ingenieurbaustoffen) ..	38
Föppl, L., und E. Mönch: Praktische Spannungsoptik. 2. Aufl.	109
Fuchs, E.: Baugrund und Bodenmechanik	400

	Seite
Gemauerte Wände. Druckversuche. Forschungsberichte des Bundesministers für Wohnungsbau	478
Girkmann, K.: Flächentragwerke. 5. Aufl.	399
Görgen, W. A.: Wellblech. Handbuch für Konstruktion und Montage	326
Guerrin, A.: Traité de Béton Armé. Bd. I. 2. Aufl.	325
Guldan, R., Dr.-Ing. habil.: Rahmentragwerke und Durchlaufträger, 6. Aufl.	242
Haebleren, K., und F. Kress: Schallungen im Betonbau	193
Hannemann, H., Dr.-Ing., und Reg.-Baurat H. Thoms: Widerstandsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen und Stahlsteindecken bei Bränden. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 132	109
Heindl, R.: Vermessungstechnische Instrumente. 2. Aufl.	478
Hertel, H.: Leichtbau	440
Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband	74
Hille, B.: Die Veränderungen des Kornaufbaues während des Betriebsablaufes beim Aufbereiten von bituminösem Mischgut unter besonderer Berücksichtigung des Durchganges der Körnungen durch die Trockentrommel	400
Hofacker, K.: Stahlbeton-Tabellen zur Berechnung der Konstruktionselemente rechteckigen u. T-förmigen Querschnitts	399
Hosang, W.: Stadtentwässerung. 3. Aufl.	478
Hummel, A., Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h.: Das Beton-ABC. 12. Aufl. ..	108
Jaeger, Th.: Technischer Strahlenschutz	194
Joedicke, J.: Bürobauten	154
Kany, M., Dr.-Ing.: Berechnung von Flächengründungen	154
Kézdi, A., Dr.-techn.: Talajmechanika (Bodenmechanik) 2. Aufl. ..	363

	Seite
Kleinogel, A., und A. Haselbach: Mehrfeldrahmen, 7. Aufl.	242
Köller, D.: Einflußfelder für die Hauptträgerschnittkräfte zweistegiger Plattenbalkensysteme ..	399
Kuntze, W.: Thermodynamik des Sprödbrechens und ihre Anwendung im Stahlbau. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 20 a	152
Kuske, A.: Einführung in die Spannungsoptik	325
Lehmann, G., Prof. Dr.-Ing.: Photogrammetrie	155
Luetkens, O., Hon. Prof. Dr.-Ing. habil.: Bauen im Bergbauggebiet ..	73
Mathys, R.: Beiträge zur Lösung von Scheibenproblemen	477
Muhs, H.: Versuche mit Bohrpfehlern	363
Neumann, E.: Neuzeitlicher Straßenbau	324
Norris, Ch. H., R. J. Hansen, M. J. Holley Jr., J. M. Biggs, S. Namyet und J. K. Minami: Structural design for dynamic loads. (Schwingungsberechnung für Baukonstruktionen.)	153
Olsen †, H., Dr.-Ing., und Prof. Dr. techn. F. Reinitzhuber: Die zweiseitig gelagerte Platte. Band I: Biegemomente und Durchbiegungen. 3. Aufl.	194
Olzak, W.: Non-Homogeneity in Elasticity and Plasticity	363
Plagemann, W., Dipl.-Ing., und Dipl.-Ing. W. Langner: Die Gründung von Hoch- und Ingenieurbauten	362
Press, H.: Kulturlanderhaltung und Kulturlandgewinnung	400
Press, H.: Stauanlagen und Wasserkraftwerke, II. Teil: Wehre, 2. Aufl.	439
Raß, W.: H. Rietschels Lehrbuch der Heiz- und Lüftungstechnik. 14. Aufl.	363
Rausch, E.: Maschinenfundamente und andere dynamisch beanspruchte Baukonstruktionen. 3. Aufl.	325

	Seite
<i>Recknagel-Sprenger, H. u. E.</i> : Taschenbuch für Heizung, Lüftung und Klimatechnik. 50. Aufl.	326
<i>Resinger, F.</i> , Dr. techn.: Der dünnwandige Kastenträger. Forschungshefte a. d. Gebiete des Stahlbaues, Heft 13	38
<i>Robinson, J.-R.</i> : Cours de Béton Précontraint	399
<i>Roloff, P.</i> : Das Stahlrohrgerüst	74
<i>Rühl, K.</i> , Prof. Dr.-Ing.: Die Spröbruchsicherheit von Stahlkonstruktionen	108
<i>Rüsch, H. und E. Lassas</i> : Zusammenwirken von Porenbeton mit Schwerbeton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 133	153
<i>Rüsch, H.</i> , Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. K. Kordina und Dipl.-Ing. C. Zenger: Bruchsicherheit bei Vorspannung ohne Verbund. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 130	153
<i>Sammet, H.</i> : Rohrkonstruktionen im Stahlbau	242
<i>Sauer, R.</i> , Prof. Dr.: Ingenieur-Mathematik, Erster Band: Differential- und Integralrechnung	243
<i>Schaber, E.</i> : Beitrag zur Stabilitätsberechnung ebener Stabwerke ..	440
<i>Schäffler, H.</i> : Gas- und Schaumbeton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 133	153
<i>Schimpke, P.</i> , Prof. Dr.-Ing., und Ober-Ing. H. A. Horn: Praktisches Handbuch der gesamten Schweißtechnik. 3. Band: Berechnen und Entwerfen der Schweißkonstruktionen	108
<i>Schröder, K.</i> : Große Dampfkraftwerke	75
<i>Schumann, W.</i> : Über die experimentelle Bestimmung dreidimensionaler Spannungszustände	324
<i>Seekamp, H.</i> , Dr.-Ing.: Brandversuche mit stark bewehrten Stahlbetonsäulen	109
<i>Seetzen, J.</i> : Technologie der Abschirmbetone	440
<i>Seidel, K.</i> , Dr. phil.: Über das Verhalten von Beton in chemisch angreifenden Wässern. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 134 ..	73
<i>Sierp, Fr.</i> : Die gewerblichen und industriellen Abwässer, 2. Aufl.	155
<i>Stahlbau</i> . Ein Handbuch für Studium und Praxis. Band 3: Stahlbauvorschriften. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln	399
<i>Stassi d'Alia, F.</i> : Teoria della Plasticità e sue Applicazioni. (Die Plastizitätstheorie und ihre Anwendungen.)	477
<i>Stein, P.</i> : Die Anwendung der Singularitätenmethode zur Berechnung orthogonal anisotroper Rechteckplatten, einschließlich Trägerrosten	242
<i>Szabó, I.</i> : Hütte, Mathematische Formeln und Tafeln	243

	Seite
<i>Tschirch, G.</i> : Kurventabellen für die schnelle Berechnung von Durchlaufträgern	478
<i>Veröffentlichungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau</i> . Nr. 7	155
<i>Volk, W.</i> : Absperrorgane in Rohrleitungen	194
<i>Vorträge auf dem Betontag 1959</i> . Herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein	325
<i>Vorträge der Baugrundtagung 1958 in Hamburg</i> . Hrsg. von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau	109
<i>v. Voß, H.</i> : Tafelbauweise	325
<i>Wagner, W.</i> : Statik der Starkstrom-Freileitungen	326
<i>Weber, C.</i> , Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h., und Doz. Dr. W. Günther: Torsionstheorie	38
<i>Wlassow, W. S.</i> : Allgemeine Schalentheorie und ihre Anwendung in der Technik	440
<i>Woods, K. B.</i> : Highway Engineering Handbook	441

Neuerscheinungen

<i>Abhandlungen und Berichte</i> , Heft 3. Abteilung für Bauingenieurwesen, Technische Hochschule Karlsruhe ..	110
<i>Chmelka, F.</i> , und <i>E. Melan</i> : Einführung in die Festigkeitslehre für Studierende des Bauwesens. Vierte Aufl.	326
<i>Dörhöfer, P.</i> : Ölfeuerung	364
<i>Efsen, A.</i> , und <i>O. Glarbo</i> : Experiments on Concrete Bars	364
<i>Efsen, A.</i> , und <i>H. Krenchel</i> : Tensile Cracks in Reinforced Concrete ..	195
<i>Föppl, L.</i> , Dr. phil.: Elementare Mechanik vom höheren Standpunkt	110
<i>Fonrobert, F.</i> , Dr.-Ing.: Grundzüge des Holzbaues im Hochbau	195
<i>Gutachten zur Frage des Schutzes des Grundwassers gegen Verunreinigung durch Lagerflüssigkeiten</i> . Vereinigung Deutscher Gewässerschutz e. V.	326
<i>Hückelmann, F.</i> : Taschenbuch für Architekten	156
<i>Handbuch des Bauwesens 1960</i> ..	156
<i>Hess, F.</i> , Dr.-Ing.: Probleme des Hochwasserschutzes am Niederrhein	195
<i>Hildebrandt, T.</i> , Dr.-Ing.: Stereobilder zeichnende Geräte	110
<i>Hütte</i> , des Ingenieurs Taschenbuch. II. Maschinenbau, Teil B, 28. Aufl.	326
<i>Ingenieurwissen</i> Heft 4: Die Umstellung auf das Internationale Einheitensystem in Mechanik und Wärmetechnik	156

	Seite
<i>Kollbrunner, C. F.</i> , Dr. sc. und Dipl.-Bau-Ing. <i>G. Herrmann</i> : Plattenbeulung im plastischen Bereich mit Berücksichtigung der Schubverzerrung	195
<i>Lüth, F.</i> , Dr.-Ing.: Planung und Bau von Hüttenwerken, 2. Aufl.	39
<i>Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen</i> . Heft 20	243
<i>Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau</i> , Heft 16	326
<i>Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft</i> , Berlin. Nr. 9	364
<i>Mondin, Ch.</i> , Ing.: Travaux Publics ..	195
<i>Mondin, Ch.</i> , Ing.: Construction Métallique	195
<i>Riester, F.</i> , Dr.: Die Verhütung und Überwindung saisonaler Arbeitslosigkeit	195
<i>Rose, Chr.</i> : Industrielles Fernsehen ..	156
<i>Schallük, W.</i> : Die Fachprüfung in den Bauberufen Maurer, Betonbauer, Stukkateure, Fliesenleger ..	364
<i>Schriftenreihe des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes</i> , Heft 35: Anwendung von Spritzbeton	156
Heft 39: Der VI. Kongreß der Internationalen Talsperrenkommission	156
Heft 40: Die Salzburger Tagung 1959	156
<i>Schriftenreihe „Die Talsperren Österreichs“</i> , Heft 6: Meßeinrichtungen und Messungen an der Gewölbesperre Dobra, Heft 7: Limbergsperre. Statistische Auswertung der Pendelmessungen, Heft 8: Zur Formgebung und Berechnung der Bogenlamellen von Gewölbemauern, Heft 9: Sohlwasserdruckmessungen an der Silvrettasperre ..	156
<i>Schulz-Tabellenbücher für Ingenieure, Konstrukteure und Techniker</i>	326
<i>Stahl im Hochbau</i> . Handb. für Entwurf, Berechnung und Ausführung von Stahlbauten, 12. Aufl. ..	39
<i>Staufenbiel, G.</i> , Prof.: Bauzahl — Baustoff — Bauform. Westermann Tabellen für das Baugewerbe ..	39
<i>Thiel</i> : Baurechtssammlung, Band 7 ..	110
<i>Vorläufige Empfehlungen zur Wahl der Stahlgütegruppen für geschweißte Stahlbauten</i> . Herausgegeben vom Deutschen Ausschuß für Stahlbau. 2. Aufl.	326
<i>Weilbier, R.</i> : Bauvergabe und Bauverträge	243

Persönliches

	Seite		Seite		Seite
<i>rr</i> , Landesoberbaudirektor, 65 Jahre 441		<i>Horn, Hans</i> , Obering. † 279		<i>Ostmann, Paul</i> , Oberregierungs- und Oberbaurat a. D. † 111	
<i>rner, Heinrich</i> , Dr.-Ing. † 196		<i>Jecht, Reinhard</i> , Dipl.-Ing., Dr.-Ing. E. h. 40		<i>Polensky, Fritz</i> , Dr.-Ing. E. h. † .. 39	
<i>ualla, Ernst</i> , Professor Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. † 275		<i>Jörger, Hans</i> , Reg.-Baumeister, 60 Jahre 479		<i>Randzio, Ernst</i> , Professor Dr.-Ing. habil. Dr. jur., 70 Jahre 195	
<i>ilers, Georg</i> , 70 Jahre 110		<i>Kirchhoff, Franz</i> , Dr.-Ing. E. h., Ehrensensator 480		<i>Rasper, Ludwig</i> , Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h., 60 Jahre 279	
<i>ilers, Georg</i> , Dipl.-Ing., Dr.-Ing. E. h. 279		<i>Kohl, Ernst</i> , Professor Dr.-Ing. ha- bil., 60 Jahre 110		<i>Schüßler, Karl</i> , Oberbaudirektor, 40 Jahre im Staatsdienst 195	
<i>derhofer, Karl</i> , Professor Dr. h. c. mult. † 479		<i>Kramer, Arthur</i> , Direktor Dr.-Ing., 65 Jahre 278		<i>Schütte, Walther</i> , Dr. Dr., 65 Jahre 75	
<i>la, Richard</i> , Direktor Dipl.-Ing., 65 Jahre 442		<i>Lorenz, Hans</i> , Oberregierungsrat, Dr.-Ing. E. h. 75		<i>Schulz, Eugen</i> , Dr.-Ing. E. h. † .. 244	
<i>icke, Heinrich</i> , Direktor Dipl.-Ing., 70 Jahre 243		<i>Ludin, Adolf</i> , Prof. Dr. techn. h. c. Dr.-Ing., 80 Jahre 39		<i>Wagner, Herbert</i> , Professor Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. 327	
<i>ommhold, Dr.-Ing. habil., 60 Jahre 244</i>		<i>Melan, Ernst</i> , Prof. Dr. techn., 70 Jahre 441		<i>Wedler, Bernhard</i> , Ministerialdiri- gent Professor Dr.-Ing. E. h., 65 Jahre 156	
<i>irtner, Bruno W.</i> , Dipl.-Ing., 65 Jahre 442		<i>Meyer-Heinrich, Hans</i> , Dr.-Ing., Dr.- Ing. E. h., 75 Jahre 441		<i>Wolf, Walter</i> , Dr.-Ing., Honorar- professor 279	
<i>rbotz, Georg</i> , Professor Dr.-Ing., Großes Verdienstkreuz 327				<i>Worch, Günther</i> , o. Professor Dr.- Ing. habil., Dr.-Ing. E. h. 279	
<i>auttmann, Hubert</i> , Dozent Dr.- Ing., 65 Jahre 479					

Sachverzeichnis

Es bedeuten: HA = Hauptaufsätze; KA = Kurzaufsätze, KTB = Kurze Technische Berichte; V = Verschiedenes

	Seite		Seite		Seite
Abdichtung, Boden: Bemerkens- werte Bauingenieuraufgaben bei der Erweiterung des Leitzachkraft- werkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk. Von <i>J. Fiesinger</i> . HA 401		Lader: Hohe Leistungen beim Tunnelbau durch Einsatz großer Maschinen. Von <i>H. Christoffel</i> . KTB 34		Beton: Bau der großen Funda- mente für das Kraftwerk Castle Donnington aus über 25 000 m³ Ausgußbeton. Von <i>G. Brux</i> . KTB 72	
Der Bau des neuen Themse-Kraft- fahrtunnels. Von <i>H. Droscha</i> . HA 49		Rammen: Rammung im Ton- boden. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 150		Bau der Staumauer von Bimont bei der Erweiterung des Verdon- Kanals. Von <i>G. Brux</i> . KTB 395	
tollenbauten: Probleme der Isolation großer Räume unter Tage. Von <i>S. W. Markl</i> . HA 175		„Schwingrammen“ — eine neue Grundbautechnik. Von <i>H.-U.</i> <i>Smoltczyk</i> . KTB 151		Das Schalendach des Postgebäudes in Providence. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 438	
Abfälle, Atomkraftwerke: In- korporierung radioaktiver Abfälle in Beton. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 27		Baustelleneinrichtung, Allgemei- nes: Der Hafen von Latakia, Syrien. Von <i>F. Orth</i> . KTB 151		Spann betonbrücke über den Tu- gela in Natal, Südafrika. Von <i>F. Orth</i> . KTB 476	
nstriche, Beton: Weiterentwick- lung von Baustoffen und ihren An- wendungen auf der Hannover- schen Messe. Von <i>F. Pilny</i> . HA .. 320		Bhakra-Nangal, Indiens größtes Dammprojekt. Von <i>D. Brenske</i> . HA 291		Erdbau: Der Erddamm des Swift-Projektes, der höchste seiner Art. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB .. 67	
tahl: Stählerne Schwimmbecken. Von <i>Fr. Hastedt</i> . HA 231		Das Speicherbecken von Roselend. Von <i>F. Orth</i> . KTB 272		Der Hafen von Latakia, Syrien. Von <i>F. Orth</i> . KTB 151	
Zur Rostschutzfrage. Von <i>H. Heb- berling</i> . HA 125		Gründungen: Mechanische Aus- hubschleuse für Drucklufttiefgrün- dungsarbeiten. Von <i>E. Christel</i> . HA 120		Gründung: Sicherung der in Be- wegung geratenen Widerlager einer Eisenbahnbrücke mit Hilfe von Verankerungspfählen. Von <i>H. W. Schlegel</i> . HA 376	
usschüsse: International Association for Shell Structures gegründet. V 112		Spann beton: Straßenbrücke aus vorgespannten Fertigteilen in Singapur; Gründung und Mon- tage. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB .. 360		S t a h l: Brücke über den Askerö- fjorden. Von <i>K. Brückner</i> . HA .. 222	
ationaler Verbindungsausschuß. V 40		Vorgespannte Druckrohre für die Wasserleitung von Athen. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 35		Die Kummerbrücke — ein inter- essantes Kastenverbundsystem. Von <i>F. Resinger</i> und <i>H. Egger</i> . HA .. 216	
baumaschinen, Allgemeines: Neuerungen bei den Baumaschi- nen. Von <i>B. Hille</i> . HA 311		S t a h l: Anheben von Freileitungs- masten bei in Betrieb befindlichen Leitungen. Von <i>W. Steinbach</i> . KTB 396		Die stählerne Bogenbrücke über den Glen Canyon in Arizona/USA. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB 239	
Verdichtungsgeräte für Erd- und Straßenbau. Von <i>B. Hille</i> . HA .. 138		Rohrverlegung im Ozean. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB 393		Eine Flugzeughalle für Düsen- flugzeuge in New York. Von <i>H. W. Butzer</i> . KTB 237	
Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse 1960 in Hannover. Von <i>B. Hille</i> . KTB .. 321		Baustoffe, Gummi: Gummi im Bauingenieurwesen. Von <i>R. Jörn</i> . HA 122		Entwurf und Bauausführung des Containers der Dounreay-Reaktor- anlage. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB .. 63	
Bohrmaschinen: Beacht- liche Tunnelbauleistung in Kali- fornien. Von <i>H. Menkhoff</i> . KTB 149		Bauvorgänge, Allgemeines: Bemerkenswerte Bauingenieurauf- gaben bei der Erweiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraft- werk. Von <i>J. Fiesinger</i> . HA 401		Geschweißte Stahlkonstruktion für die Reaktorhallen G 2 und G 3 in Marcoule. Von <i>W. Pelikan</i> . KTB 238	
Hohe Leistungen beim Tunnelbau durch Einsatz großer Maschinen. Von <i>H. Christoffel</i> . KTB 34				Kernkraftwerk „Bradwell“. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 474	

	Seite
Stahl: Stählerne Schwimmbecken. Von <i>Fr. Hastedt</i> . HA 231	
Stollenbauten: Beachtliche Tunnelbauleistung in Kalifornien. Von <i>H. Menkhoff</i> . KTB 149	
Wasserbau: Rohrverlegung im Ozean. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB 393	
Behälter, Allgemeines: Grund- sätzliche Betrachtungen über die Notwendigkeit und Beanspruchung von Reaktor-Containern. Von <i>J. Seetzen</i> . KTB 28	
Stahl: Entwurf und Bauausfüh- rung des Containers der Doun- reay-Reaktoranlage. Von <i>Th. Jae- ger</i> . KTB 63	
Belastungen: Doppelter Sicherheits- einschluß des Argonne Exper- imentier-Brutreaktors II. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 101	
Ein Riesen-Parabolspiegel. Von <i>P. Enneper</i> . KTB 436	
Entwurf und Bauausführung des Containers der Dounreay-Reaktor- anlage. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ... 63	
Grundsätzliche Betrachtungen über die Notwendigkeit und Be- anspruchung von Reaktor-Con- tainern. Von <i>J. Seetzen</i> . KTB .. 28	
Wechselnde Kräfte bei Bauwerken. Von <i>J. Geiger</i> . HA 56	
Berechnung s. Statik	
Beton, Colgroutbeton: Bau der großen Fundamente für das Kraftwerk in Castle Donington aus über 25 000 m ³ Ausgußbeton. Von <i>G. Brux</i> . KTB 72	
Technologie: Der Einfluß hoher Temperaturen auf Bauteile aus Spannbeton. Von <i>Th. Kristen</i> und <i>H. J. Wierig</i> . HA 6	
Betonieranlagen s. Baustelleneinrich- tungen	
Bodenmechanik, Allgemeines: Neuartiges Verfahren zur Mes- sung bodenmechanischer Zustands- größen. Von <i>B. Prange</i> . KA 389	
Theorie: Schiefstellung und „zu- lässige Spannungen“ bei Mast- fundamenten. Von <i>J. Majer</i> . HA 90	
Die Berechnung der Deckschicht- Mächtigkeit aus einer dynami- schen Baugrunduntersuchung bei tiefenproportionalem Schubmodul. Von <i>W. Schumann</i> . HA 167	
Die Berechnung von Gründungs- balken und -platten. Von <i>H. Graß- hoff</i> . KTB 183	
Schwingungsberechnung eines Tur- binenfundamentrahmens nach der Formänderungsmethode mit Be- rücksichtigung der Baugrundelasti- zität. Von <i>K.-H. Schrader</i> . HA .. 329	
Zur Schiefstellung einer starren Kreisplatte auf geschichteter Unter- lage. Von <i>K. Fischer</i> . HA 173	
Versuche: Modellversuche über die Tragfähigkeit von Sand un- ter Oberflächengründungen. Von <i>E. Schultze</i> . KTB 190	
Untersuchung eines Sandes in einem großformatigen Kasten- schergerät. Von <i>H.-U. Smolczyk</i> . HA 162	
Bodenverfestigung: Elektro-osmo- tische Bodenverfestigung Von <i>E. Bachus</i> . KTB 71	
Verdichtungsgeräte für Erd- und Straßenbau. Von <i>B. Hille</i> . HA .. 138	

Bogenbrücken s. Brücken	
Bohrmaschinen s. Baumaschinen	
Bohrungen, Baugrund: Hoch- haus-Gründung im London Ton. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 189	
Rammung im Tonboden. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 150	
Brücken, Spannbeton: Spann- betonbrücke über den Tugela in Natal, Südafrika. Von <i>F. Orth</i> . KTB 476	
Straßenbrücke aus vorgespannten Fertigteilen in Singapur; Grün- dung und Montage. Von <i>A. Ohle- mutz</i> . KTB 360	
Stahl: Brücke über den Askerö- fjorden. Von <i>K. Brückner</i> . HA .. 222	
Die neue Parallel-Brücke zur Carquinez-Strait-Bridge in USA. Von <i>Wilh. Weiss</i> . HA 1	
Die stählerne Bogenbrücke über den Glen Canyon in Arizona/USA. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB 239	
Stahlbeton: Bau einer Anlege- brücke in Northfleeth an der Themse. Von <i>F. Orth</i> . KTB 392	
Verbundbrücken: Die Kumer- merbrücke — ein interessantes Kastenverbundsystem. Von <i>F. Re- singer</i> und <i>H. Egger</i> . HA 216	
Colgrout-Beton: Bau der Staumauer von Bimont bei der Erweiterung des Verdon-Kanals. Von <i>G. Brux</i> . KTB 395	
Dachabdeckung: Das flache Dach. Von <i>U. Maerker</i> . KTB 472	
Hängedach für eine Hockey-Spiel- halle. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 106	
Dachkonstruktionen, Beton: Das Schalendach der Flugzeughalle III in Frankfurt/M. Von <i>G. Kirchner</i> . KA 21	
Dalben: Einfache elastische Dalben mit konstantem Widerstand. Von <i>G. Coesfeld</i> . KTB 437	
Zur Theorie im Boden ein- gespannter Systeme. Von <i>H. Min- nich</i> . HA 170	
Dämme: Bhakra-Nangal, Indiens größtes Dammprojekt. Von <i>D. Brenske</i> . HA 291	
Das Durance-Projekt und der Serre Poncon-Damm. Von <i>F. Tölke</i> . KTB 107	
Das Tungabhadra-Projekt in In- dien. Von <i>D. Brenske</i> . HA 41	
Der Erddamm des Swift-Projek- tes, der höchste seiner Art. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB 67	
Vom Bau des Oahe-Dammes am Missouri. Von <i>F. Orth</i> . KTB 192	
Decken, Allgemeines: Dyna- mische Einflüsse bei Bauten, ins- besondere bei Gebäudedecken. Von <i>J. Geiger</i> . HA 343	
Dokumentation: Dokumentations- stelle für Bautechnik. V 279	
Druckrohrleitungen, Allgemei- nes: Bhakra-Nangal, Indiens größtes Dammprojekt. Von <i>D. Brenske</i> . HA 291	
Beton: Rohrverlegung im Ozean. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB 393	
Rohrstollen und Druckschacht des Pumpspeicherwerks Happurg, ein Hohlraumbau in tonigem Ge- birge. Von <i>K.-H. Abraham</i> . HA 12	

Spannbeton: Bemerkenswerte Bauingenieuraufgaben bei der Er- weiterung des Leitzachkraftwer- kes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk. Von <i>J. Fiesin- ger</i> . HA 4	
Vorgespannte Druckrohre für die Wasserleitung von Athen. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 4	
Stahl: Bemerkenswerte Bau- ingenieuraufgaben bei der Er- weiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk. Von <i>F. Fiesin- ger</i> . HA 4	
Messungen am einbetonierten Druckrohrkrümmer des Pump- speicherwerkes Happurg. Von <i>K.-H. Abraham</i> . HA 13	
Moderne Druckrohrleitungen mit aufgeschrumpften Ringen. Von <i>S. Bömichen</i> . KTB 43	
Durchlässe: Durchlässe und Unter- führungen aus Stahlfertigteilen. <i>J. Demmin</i> . HA 9	
Durchlaufträger s. Statik	
Dynamik: Die Beanspruchung von Mehrmassensystemen durch er- zwungene Schwingungen. Von <i>E. Doeinck</i> . HA 43	
Dynamische Einflüsse bei Bauten, insbesondere bei Gebäudedecken. Von <i>J. Geiger</i> . HA 34	
Erdbau: Bemerkenswerte Bau- ingenieuraufgaben bei der Er- weiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk. Von <i>J. Fiesinger</i> . HA 40	
Erdbeben: Theorie: Über die Veränderung von Erdbebenwir- kungen bei lotrechten Erdbeben ausgesetzten, elastisch eingespann- ten Konsolen mit deren Stütz- steifigkeit. Von <i>Safak Z. Uzsoy</i> . HA 2	
Erddämme s. Dämme	
Erddruck: Im Boden eingespannte zweistielige Rechteckrahmen. Von <i>W. Bültmann</i> . HA 34	
Ermüdung s. Festigkeit	
Fender: Bau einer Anlegebrücke in Northfleeth an der Themse. Von <i>F. Orth</i> . KTB 39	
Neue Ölumschlagsbrücken für größte Tanker im Themshafen von London. Von <i>F. Orth</i> . KTB 43	
Fertigteile, Beton: Der CNIT- Ausstellungspalast in Paris. Von <i>Gg. Kirchner</i> . KTB 14	
Spannbeton: Hängebrücke über die Seine bei Tancarville. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB 43	
Straßenbrücke aus vorgespannten Fertigteilen in Singapur; Gründung und Montage. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB 36	
Stahl: Durchlässe und Unter- führungen aus Stahlfertigteilen. Von <i>J. Demmin</i> . HA 9	
Stahlskelettbau in den USA. Von <i>Wilh. Weiss</i> . HA 23	
Festigkeit, Spannbeton: Spann- betonbalken mit glatten und pro- filierten Spannstählen bei statischer und wiederholter Belastung. Von <i>K. Kern</i> . KTB 3	

	Seite		Seite		Seite
a hl: Güteauswahl der Stähle für geschweißte Konstruktionen. Von <i>G. Bierett</i> . HA 309		Grundbau, Allgemeines:		Hochhäuser, Gründungen:	
Uerschut: Beton: Der Einfluß hoher Temperaturen auf Bauteile aus Spannbeton. Von <i>Th. Kristen</i> und <i>H. J. Wierig</i> . HA 6		„Schwingrammen“ — eine neue Grundbautechnik. Von <i>H.-U. Smoltczyk</i> . KTB 151		Hochhaus-Gründung im London-Ton. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 189	
a hl: Das Rheinstahl-Hochhaus in Essen als Ingenieurbauwerk. Von <i>G. Merkel</i> und <i>H. Bischoff</i> . HA 365		Theorie: Grundlagen zum hydraulischen Grundbruch bei Stauhaltungen im durchlässigen Erdreich. Von <i>H. Ehß</i> . HA 423		Spannbeton: Spannbeton und Stahl in einem Hochhaus. Von <i>W. Steinbach</i> . KTB 241	
ter, Wasser: Das neue Wasserwerk Spandau der Berliner Wasserwerke. Von <i>K. Hünérberg</i> . HA 77		Grundwasser: Verunreinigung des Grundwassers durch Lagerflüssigkeiten. Von <i>K. Hünérberg</i> . KTB 439		Stahl: Das Rheinstahl-Hochhaus in Essen als Ingenieurbauwerk. Von <i>G. Merkel</i> und <i>H. Bischoff</i> . HA 365	
gplätze, Rollfelder: Anforderungen an Rollfeldbefestigungen für Düsenflugzeuge. Von <i>B. Wehner</i> . KTB 70		Gummi: Bau einer Anlegebrücke in Northfleet an der Themse. Von <i>F. Orth</i> . KTB 392		Der große Spiegel. Von <i>W. Weiss</i> . KA 388	
gzeughallen s. Hallen		Gummi im Bauingenieurwesen. Von <i>R. Jörn</i> . HA 122		Spannbeton und Stahl in einem Hochhaus. Von <i>W. Steinbach</i> . KTB 241	
ßbau: Die Ermittlung der kritischen Wassertiefe bei beliebigen Querschnitten. Von <i>M. Neumüller</i> . HA 254		Neue Brückenlager, neue Pfeilerform. Von <i>E. Beyer</i> und <i>L. Wintergerst</i> . HA 227		Stahlskelettbau in den USA. Von <i>Wilh. Weiss</i> . HA 235	
ndamente, Allgemeines:		Neue Ölumschlagsbrücken für größte Tanker im Themsehafen von London. Von <i>F. Orth</i> . KTB 433		Theorie: Beitrag zur statischen Berechnung waagrecht belasteter Querwände bei Hochbauten. Von <i>R. Rosman</i> . HA 133	
Bau der großen Fundamente für das Kraftwerk in Castle Donington aus über 25 000 m ³ Ausgußbeton. Von <i>G. Brux</i> . KTB 72		Hafen: Arbeiten für den Hafenbau in Rota (Südwestspanien). Von <i>H. Press</i> . KTB 37		Hochzugfeste Schrauben s. Schrauben	
eorie: Schiefstellung und „zulässige Spannungen“ bei Mastfundamenten. Von <i>J. Majer</i> . HA 90		Der Hafen von Latakia, Syrien. Von <i>F. Orth</i> . KTB 151		Hydromechanik: Die Ermittlung der kritischen Wassertiefe bei beliebigen Querschnitten. Von <i>M. Neumüller</i> . HA 254	
urbinenfundamentrahmens nach der Formänderungsmethode mit Berücksichtigung der Baugrundelastizität. Von <i>K.-H. Schrader</i> . HA 329		Neue Ölumschlagsbrücken für größte Tanker im Themsehafen von London. Von <i>F. Orth</i> . KTB 433		Die Wasserbewegung in stark geneigten Sammelrinnen an Überläufen von Staubecken. Von <i>J. Fränk</i> . HA 454	
Zur Schiefstellung einer starren Kreisplatte auf geschichteter Unterlage. Von <i>K. Fischer</i> . HA 173		Tema, der neue Hafen von Ghana. Von <i>F. Orth</i> . KTB 397		Grundlagen zum hydraulischen Grundbruch bei Stauhaltungen im durchlässigen Erdreich. Von <i>H. Ehß</i> . HA 423	
ürste: Stahl: Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse 1960 in Hannover. Von <i>B. Hille</i> . KTB 321		Hängebrücken, Allgemeines:		Schwall, Sunk und Wassersprung. Von <i>W. Gessner</i> . HA 286	
as: Der große Spiegel. Von <i>W. Weiss</i> . KA 388		Neuartige Hängebrückensysteme beim Wettbewerb für den Bau der Tejobrücke in Lissabon. Von <i>Hansj. Sontag</i> . KA 197		Industriebauten, Stahl: Geschweißte Stahlkonstruktion für die Reaktorhallen G 2 und G 3 in Marcoule. Von <i>W. Pelikan</i> . KTB 238	
ündungen, Allgemeines:		Ausführung: Hängebrücke über die Seine bei Tancarville. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB 434		Isolierung s. Abdichtung	
Ein neues Wasserhaltungsverfahren. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 394		Hängedächer, Ausführung:		Iterationsverfahren s. Statik	
odenverfestigung: Elektro-osmotische Bodenverfestigung. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 71		Hängedach für eine Hockey-Spielhalle. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 106		Kaianlagen s. Häfen	
unnen: Das Rheinstahl-Hochhaus in Essen als Ingenieurbauwerk. Von <i>G. Merkel</i> und <i>H. Bischoff</i> . HA 365		Hallen, Beton: Bau der Flugzeughalle III Frankfurt/M. Von <i>H. Seifert</i> . HA 113		Kanäle, Theorie: Schwall, Sunk und Wassersprung. Von <i>W. Gessner</i> . HA 286	
aisson: Straßenbrücke aus vorgespannten Fertigteilen in Singapur, Gründung und Montage. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB 360		Der CNIT-Ausstellungspalast in Paris. Von <i>Gg. Kirchner</i> . KTB 146		Kongresse s. Tagungen	
ruckluftgründungen:		Hängedächer: Hängedach für eine Hockey-Spielhalle. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 106		Kraftwerke, Atomkraftwerke:	
Mechanische Aushubschleuse für Drucklufttiefgründungsarbeiten. Von <i>E. Christel</i> . HA 120		Spannbeton: Die Basilika des hl. Pius X. in Lourdes. Von <i>G. Knittel</i> . KTB 354		Die Container des Army Package Power Reactor. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 356	
fähle: Der Erddamm des Swift-Projektes, der höchste seiner Art. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB 67		Neubau einer Schnellumschlagshalle im Hafen von Ludwigshafen a. Rhein. Von <i>Rud. Ohlig</i> . KA 99		Doppelter Sicherheitseinschluß des Argonne Experimentier-Brutreaktors II. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 101	
Hochhaus-Gründung im London-Ton. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 189		Stahl: Die vorgespannte stählerne Dachkonstruktion für das Flughafenelände in New York. Von <i>C. J. Hoppe</i> . KTB 236		Entwurf und Bauausführung des Containers der Dounreay-Reaktoranlage. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 63	
„Schwingrammen“ — eine neue Grundbautechnik. Von <i>H.-U. Smoltczyk</i> . KTB 151		Eine Flugzeughalle für Düsenflugzeuge in New York. Von <i>H. W. Butzer</i> . KTB 237		Grundsätzliche Betrachtungen über die Notwendigkeit und Beanspruchung von Reaktor-Containern. Von <i>J. Seetzen</i> . KTB 28	
heorie: Die Berechnung von Gründungsbalken und -platten. Von <i>H. Graßhoff</i> . KTB 183		Stöße und Anschlüsse bei Rohrkonstruktionen. Von <i>W. Steinbach</i> . KTB 271		Kernkraftwerk „Bradwell“. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 474	
Im Boden eingespannte zwei-stielige Rechteckrahmen. Von <i>W. Bültmann</i> . HA 348		Zur Berechnung und Konstruktion der neuen Bahnsteighalle München Hbf. Von <i>E. Hoffmann</i> und <i>K. Latzin</i> . HA 207		Maßstäbliche Modellversuche zur Ermittlung der dynamischen Beanspruchung von Containerschalen. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 100	
		Hochbauten, Allgemeines:		Unterirdisches Kernenergie-Fernheizwerk. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 62	
		Eine englische Untersuchung über die wirtschaftliche Gestaltung tragender Konstruktionen im Ingenieurhochbau. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB 389		Wasserkraftwerke: Bhakra-Nangal, Indiens größtes Dammprojekt. Von <i>D. Brenske</i> . HA 291	
				Bemerkenswerte Bauingenieuraufgaben bei der Erweiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk. Von <i>J. Fiesinger</i> . HA 401	

	Seite
Wasserkraftwerke: Das Durance-Projekt und der Serre Ponçon-Damm. Von <i>F. Tölke</i> . KTB	107
Das Speicherbecken von Roselend. Von <i>F. Orth</i> . KTB	272
Das Tungabhadra-Projekt in Indien. Von <i>D. Brenske</i> . HA	41
Rohrstollen und Druckschacht des Pumpspeicherwerks Happurg, ein Hohlraumbau in tonigem Gebirge. Von <i>K.-H. Abraham</i> . HA	12
Über den Wasserkraftausbau in Indien. Von <i>P. Franke</i> . HA	245, 460
Vom Bau des Oahe-Dammes am Missouri. Von <i>F. Orth</i> . KTB	192
Wasserkraftanlagen zur Nutzung solarer Strahlungen. Von <i>G. Wikert</i> . HA	157
Kunststoffe: Kunststoffschlauch als Wehrkörper. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	150
Weiterentwicklung von Baustoffen und ihren Anwendungen auf der Hannoverschen Messe. Von <i>F. Pilny</i> . HA	320
Kurse s. Tagungen	
Lager, Gummi: Gummi im Bauingenieurwesen. Von <i>R. Jörn</i> . HA	122
Neue Brückenlager, neue Pfeilerform. Von <i>E. Beyer</i> und <i>L. Wintergerst</i> . HA	227
Maste und Türme, Allgemeines: Schiefstellung und „zulässige Spannungen“ bei Mastfundamenten. Von <i>J. Majer</i> . HA	90
Stahl: Anheben von Freileitungsmasten bei in Betrieb befindlichen Leitungen. Von <i>W. Steinbach</i> . KTB	396
Theorie: Die genaue Berechnung mehrfach in ihrer Höhe abgespannter Maste. Von <i>E. Melan</i> . HA	416
Materialeigenschaften, Stahl: Güteauswahl für Stähle für geschweißte Konstruktionen. Von <i>G. Bierett</i> . HA	309
Mathematik: Näherung für den Umfang der Ellipse. Von <i>H. Meincke</i> . KA	52
Meßgeräte: Messungen am einbetonierten Druckrohrkrümmer des Pumpspeicherwerkes Happurg. Von <i>K.-H. Abraham</i> . HA	127
Messungen, Allgemeines: Bemerkenswerte Bauingenieuraufgaben bei der Erweiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk. Von <i>J. Fiesinger</i> . HA	401
Messungen am einbetonierten Druckrohrkrümmer des Pumpspeicherwerkes Happurg. Von <i>K.-H. Abraham</i> . HA	127
Wechselnde Kräfte bei Bauwerken. Von <i>J. Geiger</i> . HA	56
Beton: Die Bogenstaumauer Du Gage. Von <i>F. Tölke</i> . KTB	358
Spannbeton: Messungen an Spannbeton - Trägerrostbrücken. Von <i>G. Keresztury</i> . HA	374
Meßverfahren, Boden: Neuartiges Verfahren zur Messung bodenmechanischer Zustandsgrößen. Von <i>B. Prange</i> . KA	389
Modellversuche s. Versuche	
Molen s. Häfen	
Normen s. Vorschriften	

Pfahlgründungen s. Gründungen	
Plastizitätstheorie: Die Plastizität und der Bauingenieur. Von <i>L. Stabilitini</i> . HA	202
Die plastische Berechnung stählerner biegeester Systeme mit Stäben veränderlichen Querschnitts. Von <i>K. Sattler</i> . HA	198
Platten, Theorie: Die hydrostatisch belastete Platte beliebiger Form mit einem freien Rand in der Wasserspiegel-Ebene. Von <i>F. Czerny</i> . HA	302
Pfähle, Beton: Bau einer Anlegebrücke in Northfleet an der Themse. Von <i>F. Orth</i> . KTB	392
Sonderpfähle: Sicherung der in Bewegung geratenen Widerlager einer Eisenbahnbrücke mit Hilfe von Verankerungspfählen. Von <i>H. W. Schlegel</i> . HA	376
Stahl: Neue Ölumschlagsbrücken für größte Tanker im Themsehafen von London. Von <i>F. Orth</i> . KTB	433
Rammung im Tonboden. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	150
Pfeiler u. Widerlager: Neue Brückenlager, neue Pfeilerform. Von <i>E. Beyer</i> und <i>L. Wintergerst</i> . HA	227
Sicherung der in Bewegung geratenen Widerlager einer Eisenbahnbrücke mit Hilfe von Verankerungspfählen. Von <i>H. W. Schlegel</i> . HA	376
Programmierung s. Rechengeräte	
Pumpspeicherwerk s. Kraftwerke	
Rahmen s. Statik	
Rammen s. Baumaschinen	
Reaktoren s. Kraftwerke	
Rechengeräte: Die Einflußlinien von Brückenträgern auf 3 bzw. 4 Stützen mit nach einem Hyperbelgesetz veränderlichen Verlauf des Trägheitsmomentes. Von <i>L. Kraus</i> . HA	258
Die elektronische Berechnung des auf Torsion belasteten Durchlaufträgers auf starren und elastischen Stützen. Von <i>J. Hintzen</i> . HA	467
Programme für den elektronischen Rechenautomaten IBM 650 zur Berechnung von Trägern auf 4 Stützen mit stetig veränderlichem Trägheitsmoment. V	279
Stabkraftberechnung statisch bestimmter Fachwerke auf einem elektronischen Ziffernrechner. Von <i>H. Hain</i> . KA	24
Stand des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten von Amerika. Von <i>Robert O. Swain</i> . HA	45
Reflektoren: Ein Riesen-Parabolspiegel. Von <i>P. Enneper</i> . KTB	436
Rohre: Brücke über den Askeröfjorden. Von <i>K. Brückner</i> . HA	222
Durchlässe und Unterführungen aus Stahlfertigteilen. Von <i>J. Demmin</i> . HA	97
Stöße und Anschlüsse bei Rohrkonstruktionen. Von <i>W. Steinbach</i> . KTB	271
Rohrleitungen s. Druckrohrleitungen	
Rostschutz: Zur Rostschutzfrage. Von <i>H. Hebbeling</i> . HA	125
Rüttler s. Baumaschinen	

Schadensfälle, Allgemeines: Gebäudeschäden durch Steinbruchsprengungen. Von <i>F. Kuhn</i> . HA	4
Talsperren: Die Lehre der Talsperrenkatastrophe Malpasset-Fresjus. Von <i>H. Grengg</i> . KA	38
Die Staumauer Malpasset. Von <i>E. Wölfel</i> . KTB	
Schalen, Beton: Bau der Flugzeughalle III Frankfurt/Main. Von <i>H. Seifert</i> . HA	1
Das Schalendach der Flugzeughalle III in Frankfurt/Main. Von <i>G. Kirchner</i> . KA	
Das Schalendach des Postgebäudes in Providence. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB	42
Der CNIT-Ausstellungspalast in Paris. Von <i>Gg. Kirchner</i> . KTB	1
Die Betonkugelschale der Arena des "Centre Sportif du Parc Maisonneuve" in Montreal (Kanada). Von <i>Hk. Bandel</i> . KA	4
Stahl: Die Container des Army Package Power Reactor. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	3
Kernkraftwerk „Bradwell“. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	4
Messehalle in Tokio. Von <i>W. Ihlenburg</i> . KTB	3
Theorie: Ein Beitrag zur Berücksichtigung der elastischen Bettung bei Rotationsschalen. Von <i>E.-A. Rose</i> . HA	3
Einflußflächen für die Schnittlasten der biegeesten Kugelschale. Von <i>H. Nehse</i> . HA	1
Knickung und Schwingungen von Schalen im Lichte der Modellprüfung. Von <i>A. Lisowski</i> . HA	
Schalungen: Bemerkenswerte Bauingenieuraufgaben bei der Erweiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk. Von <i>J. Fiesinger</i> . HA	4
Das Rheinstahl-Hochhaus in Essen als Ingenieurbauwerk. Von <i>G. Merkel</i> und <i>H. Bischoff</i> . HA	38
Der Bau des neuen Themse-Kraftfahrtunnels. Von <i>H. Droscha</i> . HA	
Schiffahrtsanlagen: Arbeiten für den Hafenbau in Rota (Südwestspanien). Von <i>H. Press</i> . KTB	
Schiffahrtswege: Der Einfluß des Turbinenschnellschlusses auf die Schifffahrt in Kraftwasserstraßen. Von <i>H. Annemüller</i> . HA	38
Schrauben: Die neue Parallel-Brücke zur Carquinetz-Strait-Bridge in USA. Von <i>Wilh. Weiss</i> . HA	
Hochfeste Schrauben mit genocktem Schaft. Von <i>W. Steinbach</i> . KTB	4
Schweißen, Allgemeines: Geschweißte Stahlkonstruktion für die Reaktorhallen G2 und G3 in Marcoule. Von <i>W. Pelikan</i> . KTB	22
Güteauswahl der Stähle für geschweißte Konstruktionen. Von <i>G. Bierett</i> . HA	38
Schweißkonstruktionen: Die neue Parallel-Brücke zur Carquinetz-Strait-Bridge in USA. Von <i>Wilh. Weiss</i> . HA	
Schwingungen: Die Beanspruchung von Mehrmassensystemen durch erzwungene Schwingungen. Von <i>E. Doeinck</i> . HA	4

	Seite		Seite		Seite
Die Berechnung der Deckschicht-Mächtigkeit aus einer dynamischen Baugrunduntersuchung bei tiefenproportionalem Schubmodul. Von W. Schumann. HA	167	Stahlbauten: Eine englische Untersuchung über die wirtschaftliche Gestaltung tragender Konstruktionen im Ingenieurhochbau. Von A. Ohlemutz. KTB	389	Einfache elastische Dalben mit konstantem Widerstand. Von G. Coesfeld. KTB	437
Dynamische Einflüsse bei Bauten, insbesondere bei Gebäudedecken. Von J. Geiger. HA	343	Ein Riesen-Parabolspiegel. Von P. Enneper. KTB	436	Einflußflächen für die Schnittlasten der biegesteifen Kugelschale. Von H. Nehse. HA	131
Knickung und Schwingungen von Schalen im Lichte der Modellprüfung. Von A. Lisowski. HA ..	86	Messehalle in Tokio. Von W. Ihlenburg. KBT	355	Im Boden eingespannte zwei-stielige Rechteckrahmen. Von W. Bültmann. HA	348
Schwingungsberechnung eines Turbinenfundamentrahmens nach der Formänderungsmethode mit Berücksichtigung der Baugrundelastizität. Von K.-H. Schrader. HA ..	329	Stählerne Schwimmbecken. Von Fr. Hastedt. HA	231	Knicksicherheit des Portalrahmens bei eintretender Richtungsänderung im Lastangriff. Von R. Dabrowski. HA	178
Wechselnde Kräfte bei Bauwerken. Von J. Geiger. HA	56	Stöße und Anschlüsse bei Rohrkonstruktionen. Von W. Steinbach. KTB	271	Messungen an Spannbeton-Trägerrostbrücken. Von G. Keresztury. HA	374
eile: Die vorgespannte stählerne Dachkonstruktion für das Flughafengelände in New York. Von C. J. Hoppe. KTB	236	Stahlbetonbauten: Das Rheinstahl-Hochhaus in Essen als Ingenieurbauwerk. Von G. Merkel und H. Bischoff. HA	365	Rahmenartige Tragwerke nach DIN 1045. Von H. Craemer. HA ..	383
Eine Flugzeughalle für Düsenflugzeuge in New York. Von H. W. Butzer. KTB	237	Eine englische Untersuchung über die wirtschaftliche Gestaltung tragender Konstruktionen im Ingenieurhochbau. Von A. Ohlemutz. KTB	389	Schiefstellung und „zulässige Spannungen“ bei Mastfundamenten. Von J. Majer. HA	90
kelettbauten, Stahl: Stahlskelettbau in den USA. Von Wilh. Weiss. HA	235	Stahlrohre s. Rohre		Schubmittelpunkt und Biege-spannungen eines Kastenträgers geringer Schlankheit. Von H.-H. Kubitzki. HA	281
pannbeton, Allgemeines: Der Einfluß hoher Temperaturen auf Bauteile aus Spannbeton. Von Th. Kristen und H. J. Wierig. HA ..	6	Stahlwasserbauten: Bhakra-Nangal, Indiens größtes Dammprojekt. Von D. Brenske. HA	291	Schwingungsberechnung eines Turbinenfundamentrahmens nach der Formänderungsmethode mit Berücksichtigung der Baugrundelastizität. Von K.-H. Schrader. HA ..	329
Spannbetonbalken mit glatten und profilierten Spannstählen bei statischer und wiederholter Belastung. Von K. Kern. KTB	31	Das Speicherbecken von Roselend. Von F. Orth. KTB	272	Stabkraftberechnung statisch bestimmter Fachwerke auf einem elektronischen Ziffernrechner. Von H. Hain. KA	24
Spannbeton und Stahl in einem Hochhaus. Von W. Steinbach. KTB	241	Statik: Abgekürzte Näherungsberechnung der maßgebenden Momente von kontinuierlichen Trägern und Rahmenriegeln unter Vertikal-lasten. Von Hk. Bandel. HA	53	Über Bogenträger des kleinsten Volumens. Von Mok-Kong Shen. HA	385
Ausführungen: Bau der Flugzeughalle III Frankfurt/Main. Von H. Seifert. HA	113	Beitrag zur Berechnung des eingespannten Parabelbogens unter Querbeltung. Von P. Stein. HA ..	443	Über die Einflüsse kleiner Achsenänderung auf die Auflagerkräfte des eingespannten Bogens. Von Mok-Kong Shen. HA	352
Spannbetonkonstruktionen: Die Basilika des hl. Pius X. in Lourdes. Von G. Knittel. KTB	354	Beitrag zur statischen Berechnung waagrecht belasteter Querwände bei Hochbauten. Von R. Rosman. HA	133	Über die spannungsoptischen Untersuchungen von Rahmenecken. Von H. Walter. HA	81
Neubau einer Schnellumschlagshalle im Hafen von Ludwigshafen a. Rhein. Von R. Ohlig. KA ..	99	Das CEB-Verfahren zur Bemessung schlanker Betonkonstruktionen. Von A. Aas-Jacobsen. HA ..	268	Zur Berechnung und Konstruktion der neuen Bahnsteighalle Münchener Hbf. Von E. Hoffmann und K. Latzin. HA	207
Spannungsoptik: Über die spannungsoptischen Untersuchungen von Rahmenecken. Von H. Walter. HA	81	Die Berechnung von Rahmen mit elastischem Zugband nach dem erweiterten Iterationsverfahren von Kani. Von P. Sahmel. HA	263	Zur Theorie im Boden eingespannter Systeme. Von Hugo Minnich. HA	170
Speicher-Kraftwerke s. Kraftwerke		Die Einflußlinien von Brückenträgern auf 3 bzw. 4 Stützen mit nach einem Hyperbelgesetz veränderlichen Verlauf des Trägheitsmomentes. Von L. Kraus. HA ..	258	Stollenbauten, Allgemeines: Beachtliche Tunnelbauleistung in Kalifornien. Von H. Menkhoff. KTB	149
Sprengungen: Gebäudeschäden durch Steinbruchsprengungen. Von F. Kuhn. HA	432	Die elektronische Berechnung des auf Torsion belasteten Durchlaufträgers auf starren und elastischen Stützen. Von J. Hintzen. HA ..	467	Hohe Leistungen beim Tunnelbau durch Einsatz großer Maschinen. Von H. Christoffel. KTB	34
Stabilität, Knicken: Beitrag zum genieteten Anschluß von Bindeblechen mehrteiliger Druckstäbe. Von F. Baumgart. HA ..	137	Die genaue Berechnung mehrfach in ihrer Höhe abgespannter Maste. Von E. Melan. HA	416	Probleme der Isolation großer Räume unter Tage. Von S. W. Markl. HA	175
Das CEB-Verfahren zur Bemessung schlanker Betonkonstruktionen. Von A. Aas-Jacobsen. HA ..	268	Die hydrostatisch belastete Platte beliebiger Form mit einem freien Rand in der Wasserspiegel-Ebene. Von F. Czerny. HA	302	Ausführungen: Bemerkenswerte Bauingenieuraufgaben bei der Erweiterung des Leitzachkraftwerkes der Stadt München zu einem Spitzenkraftwerk. Von J. Fiesinger. HA	401
Drillknicken und Biegedrillknicken bei mittig gedrückten Stäben. Von G. Müller. HA	465	Die Kummerbrücke — ein interessantes Kastenverbundsystem. Von F. Resinger und H. Egger. HA	216	Der Bau des neuen Themse-Kraftfahrtunnels. Von H. Droscha. HA ..	49
Knicksicherheit des Portalrahmens bei eintretender Richtungsänderung im Lastangriff. Von R. Dabrowski. HA	178	Die plastische Berechnung stählerner biege-fester Systeme mit Stäben veränderlichen Querschnitts. Von K. Sattler. HA	198	Messungen am einbetonierten Druckrohrkrümmer des Pumpspeicherwerkes Happurg. Von K.-H. Abraham. HA	127
Knickung und Schwingungen von Schalen im Lichte der Modellprüfung. Von A. Lisowski. HA ..	86	Die Plastizität und der Bauingenieur. Von L. Stabilini. HA ..	202	Rohrstollen und Druckschacht des Pumpspeicherwerkes Happurg, ein Hohlraumbau in tonigem Gebirge. Von K.-H. Abraham. HA ..	12
Stahlbau, Theorie: Beitrag zum genieteten Anschluß von Bindeblechen mehrteiliger Druckstäbe. Von F. Baumgart. HA	137	Ein Beitrag zur Berücksichtigung der elastischen Bettung bei Rotationsschalen. Von E.-A. Rose. HA ..	371	Strahlungsschutz: Die Container des Army Package Power Reactor. Von Th. Jaeger. KTB	356
Drillknicken und Biegedrillknicken bei mittig gedrückten Stäben. Von G. Müller. HA	465				

	Seite		Seite
Strahlungsschutz: Doppelter Sicherheitseinschluß des Argonne Experimentier-Brutreaktors II. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 101		Bogenstaumauern: Bau der Staumauer von Bimont bei der Erweiterung des Verdon-Kanals. Von <i>G. Brux</i> . KTB 395	
Inkorporierung radioaktiver Abfälle in Beton. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 27		Das Speicherbecken von Roselend. Von <i>F. Orth</i> . KTB 272	
Kernkraftwerk „Bradwell“. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 474		Die Bogenstaumauer Du Gage. Von <i>F. Tölke</i> . KTB 358	
Straßenbau, Allgemeines: Die Umgehungsstraße bei St. Albans. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 435		Die Staumauer Malpasset. Von <i>E. Wölfel</i> . KTB 26	
Fugenverschluß für Zementbetonstraßen. Von <i>B. Wehner</i> . KTB .. 69		Schwergewichtsmauern: Das Tungabhadra-Projekt in Indien. Von <i>D. Brenske</i> . HA 41	
Stand des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten von Amerika. Von <i>Robert O. Swain</i> . HA 45		Vom Bau des Oahe-Dammes am Missouri. Von <i>F. Orth</i> . KTB .. 192	
Trans-Kanada-Straße vor der Fertigstellung. Von <i>B. Wehner</i> . KTB 69		Tiefgründungen s. Gründungen	
Straßendecken, Beton: Anforderungen an Rollfeldebefestigungen für Düsenflugzeuge. Von <i>B. Wehner</i> . KTB 70		Torsion: Die elektronische Berechnung des auf Torsion belasteten Durchlaufträgers auf starren und elastischen Stützen. Von <i>J. Hintzen</i> . HA 467	
Die Umgehungsstraße bei St. Albans. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB .. 435		Schubmittelpunkt und Biegespannungen eines Kastenträgers geringer Schlankheit. Von <i>H.-H. Kubitzki</i> . HA 281	
Fugenverschluß für Zementbetonstraßen. Von <i>B. Wehner</i> . KTB .. 69		Tunnelbauten s. Stollenbauten	
Tagungen: ACI-Tagung New York 1960. V 40		Turbinen: Bhakra-Nangal, Indiens größtes Dammprojekt. Von <i>D. Brenske</i> . HA 291	
Colloquien über Schalen 1960 und 1961. V 279		Das Tungabhadra-Projekt in Indien. Von <i>D. Brenske</i> . HA 41	
Deutscher Betontag 1961 in Berlin. V 156		Der Einbau des Turbinenschnellschlusses auf die Schifffahrt in Kraftwasserstraßen. Von <i>H. Annemüller</i> . HA 338	
I. Europäischer Kurs über Gesundheitstechnik in Delft. V 75		Verbände und Vereinigungen: Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen. V 327	
FIP-RILEM-Symposium in Trondheim/Norwegen 1961. V 112		Verbundbauweise, Ausführungen: Brücke über den Askeröfjorden. Von <i>K. Brückner</i> . HA .. 222	
Holzmesse Düsseldorf 1961. V .. 327		Zur Berechnung und Konstruktion der neuen Bahnsteighalle München Hbf. Von <i>E. Hoffmann</i> und <i>K. Latzin</i> . HA 207	
Internationale Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik, Salzburg, 1959. Bericht von <i>P. Hausch</i> . V 111		Versuche, Allgemeines: Knickung und Schwingungen von Schalen im Lichte der Modellprüfung. Von <i>A. Lisowski</i> . HA 86	
IV. Internationaler Kongreß für Bewässerung und Entwässerung, Madrid 1960. V 156		Maßstäbliche Modellversuche zur Ermittlung der dynamischen Beanspruchung von Containerschalen. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 100	
4. Internationaler Kurs über Hydraulik-Ingenieurprobleme 1960/1961. V 40		Boden: Untersuchung eines Sandes in einem großformatigen Kastenschergerät. Von <i>H.-U. Smoltczyk</i> . HA 162	
4. Internationaler Spannbetongongreß 1962. V 364		Spannbeton: Spannbetonbalken mit glatten und profilierten Spannstählen bei statischer und wiederholter Belastung. Von <i>K. Kern</i> . KTB 31	
Internationales RILEM-Symposium in Prag 1961. V 480		Wasserbau: Grundlagen zum hydraulischen Grundbruch bei Stauhaltungen im durchlässigen Erdreich. Von <i>H. Ehß</i> . HA 423	
Internationales Seminar für Industriebau. V 364		Vorschriften: Bodensignatur in Frankreich. V 40	
VII. Kongreß der CIGB 1961 in Rom. V 40		Brücken: Din 1076. V 76	
VI. Kongreß der IVBH. in Stockholm 1960. V 40		Beton: Das CEB-Verfahren zur Bemessung schlanker Betonkonstruktionen. Von <i>A. Aas-Jacobsen</i> . HA 268	
Österreichische Stahlbautagung 1959. Bericht von <i>G. Word</i> . V .. 76		Pappen: DIN 52 140. V 481	
Rostfreier Edelstahl in der Architektur 1960. V 327		Spannbeton: DIN 4227. V .. 481	
Symposium on Nuclear Reactor Containment Buildings and Pressure Vessels, Glasgow, 1960. V 112		Stahl: DIN 1912. V 481	
Stahlbautagung 1960 in Berlin. V 40			
Verein Deutscher Eisenhüttenleute, 100 Jahre. V 480			
Zement-Tagung 1960. Bericht von <i>G. Wischers</i> . V 480			
Talsperren, Allgemeines: Bhakra-Nangal, Indiens größtes Dammprojekt. Von <i>D. Brenske</i> . HA 291			
Die Lehre der Talsperrenkatastrophe Malpasset-Frejus. Von <i>H. Grengg</i> . KA 386			
Über den Wasserkraftausbau in Indien. Von <i>P. Franke</i> . HA 245, 460			
		Stahlbeton: DIN 1045. V ... 7	
		DIN 4224. V 11	
		DIN 1047, 4225. V 48	
		Wärmeschutz: Berichtigung zu DIN 4701. V 11	
		Vorträge s. Tagungen	
		Walzen s. Baumaschinen	
		Wasserbau, Theorie: Der Einfluß des Turbinenschnellschlusses auf die Schifffahrt in Kraftwasserstraßen. Von <i>H. Annemüller</i> . HA 33	
		Wasserhaltung: Ein neues Wasserhaltungsverfahren. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 39	
		Wasserversorgung: Das neue Wasserwerk Spandau der Berliner Wasserwerke. Von <i>K. Hünerberg</i> . HA 77	
		Verunreinigung des Grundwassers durch Lagerflüssigkeiten. Von <i>K. Hünerberg</i> . KTB 439	
		Vorgespannte Druckrohre für die Wasserleitung von Athen. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 35	
		Wehre, Allgemeines: Bhakra-Nangal, Indiens größtes Dammprojekt. Von <i>D. Brenske</i> . HA .. 291	
		Kunststoffschlauch als Wehrkörper. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 150	
		Wettbewerbe: Neuartige Hängebrückensysteme beim Wettbewerb für den Bau der Tejobrücke in Lissabon. Von <i>Hansj. Sontag</i> . KA 197	
		Schinkel-Wettbewerb 1959/1960. V 156	
		Wirtschaftlichkeit: Eine englische Untersuchung über die wirtschaftliche Gestaltung tragender Konstruktionen im Ingenieurhochbau. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB 389	
		Zuschrift zu Chwalla: Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungs- und Knickproblemen (1959) S. 136 und 137. Von <i>E. Chwalla</i> . V 327	
		zu Czerwenka: Statische Festigkeit und Konstruktion hochfester Leichtbaurohre (1959) S. 437. Von <i>G. Czerwenka</i> . V 364	
		zu Fischer: Zur linearen Zunahme der Steifezahl E des Baugrundes mit der Tiefe (1959) S. 473. Von <i>E. Schultze</i> . V 364	
		und Erwidern <i>Fischer</i> 364	
		zu Kristen-Wierig: Der Einfluß hoher Temperaturen auf Bauteile aus Spannbeton (1960) S. 6. Von <i>J. Wierig</i> . V 327	
		zu Ohlig: Neubau einer Schnellumschlaghalle im Hafen von Ludwigshafen a. Rhein (1960) S. 99. Von <i>R. Ohlig</i> . V 328	
		zu Rosman: Beitrag zur statischen Berechnung waagrecht belasteter Querwände bei Hochbauten. (1960) S. 133. Von <i>H. Beck</i> . V 481	
		und Erwidern <i>Rosman</i> . V .. 482	
		zu Schnoor: Anwendung des „Differenzverfahrens“ bei der Tidewellenberechnung in den von den Gezeiten beeinflussten Flüssen (1959) S. 231. Von <i>D. Rose</i> . V .. 327	
		zu Weiß: Die neue Parallelbrücke zur Carquinez-Strait-Bridge in USA (1960) S. 1. Von <i>F. Lemmerhold</i> . V 76	